

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ,  
МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ  
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ МІСЬКОГО  
ГОСПОДАРСТВА**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
ДО ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ З КУРСУ**

**«ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ»**

*(для студентів 4 курсу денної, 4-5 курсів заочної форм навчання та для  
слухачів другої вищої освіти напряму підготовки 6.060101 (0921) –  
«Будівництво» спеціальності «Промислове та цивільне будівництво»)*

Харків  
ХНАМГ  
2011

Методичні вказівки до практичних занять з курсу «Проектування дерев'яних конструкцій» (для студентів 4 курсу денної, 4-5 курсів заочної форм навчання та для слухачів другої вищої освіти напряму підготовки 6.060101 (0921) – «Будівництво» спеціальності «Промислове та цивільне будівництво») / Харк. нац. акад. міськ. госп-ва; уклад.: В.М. Попельнух. – Х.: ХНАМГ, 2011. – 63 с.

Укладач: В. М. Попельнух

Рецензент: к.т.н., доц. О. І. Лугченко

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій, протокол № 4 від 25.11.2011 р.

## ВСТУП

Методичні вказівки до практичних занять з курсу «Проектування дерев'яних конструкцій» призначені для студентів 4 курсу денної, 4-5 курсів заочної форми навчання та для слухачів другої вищої освіти напряму підготовки 6.060101 (0921) – «Будівництво» спеціальності «Промислове та цивільне будівництво»).

### ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1

***«Знайомство з будівельними нормами та основними розрахунковими формулами. Видача завдань на виконання розрахунково-графічної роботи»***

#### **1. Знайомство з будівельними нормами та основними розрахунковими формулами.**

Нам цей час в Україні діють з 1 січня 1982 р. норми проектування дерев'яних конструкцій СНиП II-25-80, затверджені постановою Держкомітету СРСР у справах будівництва № 198 від 18 грудня 1980 р.

У цих нормах у розділі «Матеріали» наведені основні дані про деревину. У розділі «Розрахункові характеристики матеріалів» є дані про розрахункові опори деревини сосни та ялини для різних напружених станів (для вигину, стиску, розтягу, зім'яття та сколювання вздовж і поперек волокон деревини). Для деревини інших порід є перевідні коефіцієнти. У цьому розділі наведена також низка таблиць з різноманітними коефіцієнтами умов работ та дві таблиці з розрахунковими характеристиками для фанери.

У розділі «Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій» приведені основні розрахункові формули, які необхідно знати при виконанні розрахунково-графічної та курсової роботи у 7-му та 8-му навчальних семестрах та при рішенні задач на практичних заняттях.

У розділі «Розрахунок з'єднань елементів дерев'яних конструкцій» приведені вказівки для конструювання та розрахунків з'єднань на клею, на врубках, на циліндричних нагелях та цвяхах і на пластинчастих нагелях.

В останньому розділі «Вказівки до проектування дерев'яних конструкцій» можна знайти всі необхідні рекомендації для проектування дерев'яних балок, прогонів, настилів, складених балок, ферм, арок, склепінь та рам.

Розглянемо основні розрахункові формули, які використовуються при розрахунках дерев'яних конструкцій.

Перевірку міцності центрально-розтягнутих елементів виконують за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} \leq R_p \cdot m_0 \cdot m_{буд.}$$

Перевірку міцності центрально-стиснутих елементів виконують у найбільш ослабленому перерізі за формулою

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} \leq R_c,$$

а стійкість таких елементів перевіряють за формулою

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{розр.}} \leq R_c,$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину.

Перевірку міцності вигинних елементів забезпечених від утрати стійкості плоскої форми деформування виконують за формулою

$$\sigma = \frac{M}{W_{розр.}} \leq R_{виг.},$$

де  $W_{розр.} = W_{HT} \cdot K_W$  – розрахунковий момент опору поперечного перерізу елемента;  $K_W$  – коефіцієнт, що враховує зменшення  $W_{HT}$  через піддатливість зв'язків, приймається тільки для складених балок.

Розрахунок вигинних елементів прямокутного поперечного перерізу на стійкість плоскої ферми деформування виконують за формулою

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_M \cdot W_{\delta p}} \leq R_{виг},$$

де  $\varphi_M$  – коефіцієнт стійкості плоскої форми деформування.

Розрахунок вигинних елементів на міцність по сколюванню деревини виконують за формулою

$$\tau = \frac{Q \cdot S_{\delta p}}{J_{\delta p} \cdot b_{розр.}} \leq R_{ск},$$

де  $Q$  – розрахункова поперечна сила;  $S_{\delta p}$  – статичний момент частини поперечного перерізу елемента, що зсувається, відносно нейтральної осі;  $J_{\delta p}$  – момент інерції бруто даного поперечного перерізу;  $b_{розр.}$  – розрахункова ширина перерізу елемента.

Перевірку жорсткості вигинних елементів виконують за формулою

$$\frac{f}{l} \leq \left[ \frac{f}{l} \right],$$

де  $f = \frac{f_0}{K} \left[ 1 + C \cdot \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right]$  – найбільший прогин вигинних елементів;

$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J}$  – прогин балки постійного перерізу;  $E$  – модуль пружності деревини;  $K$  і  $C$  – коефіцієнти, що враховують відповідно вплив змінності висоти перерізу та деформацій зсуву на величину прогину.

Більш детальні значення параметрів, які входять у перераховані вище формули, будуть оприлюднені при вирішенні задач на наступних практичних заняттях.

## **2. Видача завдань на виконання розрахунково-графічної роботи.**

Розрахунково-графічна робота (РГР) «Проект покриття дерев'яної будівлі» виконується студентами денної форми навчання у 7 навчальному

семестрі, заочного навчання – у 8 семестрі у відповідності з методичними вказівками № 617, де на стор. 39 у табл. 4 студенти повинні вибрати свої вихідні дані для виконання РГР за двома останніми цифрами номера своєї залікової книжки.

При виборі складу покриття рішення про наявність або відсутність у покритті утеплювача приймається також залежно від номера залікової книжки студента: тепле покриття беруть для парних номерів, а холодне – для непарних номерів залікової книжки студента. Товщина шару утеплювача, його назва і об'ємна маса приймаються студентом самостійно без теплотехнічного розрахунку.

## **ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2**

***«Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення.***

***Розрахунок спареного багатопрольотного прогону»***

*Вихідні дані:* Покрівля тепла рулонна, ухил покрівлі  $i = 1:12$ , сніговий район – III ( $P^H = 1 \text{ кН/м}^2$ ); крок головних балок  $B = 4 \text{ м}$ ; відстань між прогонами –  $b_n = 1,25 \text{ м}$ ; деревина – сосна 2-го сорту.

***Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення***

Приймаємо для розрахунку: деревину – сосну 2-го сорту, крок прогонів 1,25 м; переріз дощок робочого розрідженого настилу  $b \times h = 15 \times 2,2 \text{ см}$ , покладені із зазором  $S_0 = 10 \text{ см}$ , а верхній суцільний захисний настил товщиною  $\delta = 1,6 \text{ см}$ .

Розрахунок настилу виконуємо для смуги шириною 100 см. Кут нахилу до уваги не приймаємо.

Здійснюємо підрахунок навантажень на 1 пог. м розрахункової смуги настилу (рис. 1).

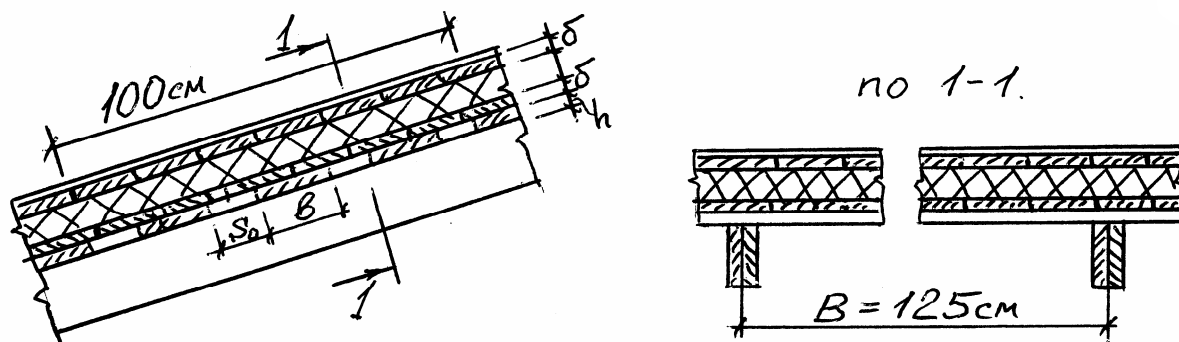


Рис. 1 – До розрахунку настилу

Таблиця 1 – Підрахунок навантажень на настил

№ п/п	Найменування навантажень	$q^n, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	$\gamma_f$	$q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1.	Тришарова рулонна покрівля	0,10	1,2	0,12
2.	Вирівнюючий настил 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
3.	Утеплювач $\delta = 0,07 \text{ м};$ $\gamma = 0,5 \text{ кН/м}^3$	0,035	1,2	0,042
4.	Захисний настил 0,016 x 5,0	0,08	1,1	0,088
5.	Робочий настил $0,15 \cdot 0,022 \frac{100}{15+10} \cdot 5,0$	0,066	1,1	0,073
	<b>Разом <math>q_{c.в}^n =</math></b>	0,361	<b><math>q_{c.в} = 0,411</math></b>	
6.	Снігове навантаження	1,00	1,6	1,60
		<b><math>q^n = 1,361</math></b>	<b><math>q = 2,011</math></b>	

Розрахункову схему настилу приймаємо у вигляді двопрольотної балки з прольотами  $l = 1,25 \text{ м}$ . Визначаємо максимальний згинальний момент при першому сполученні навантажень – власна вага і сніг (рис. 2)

$$M_{\max}^1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,011 \cdot 1,25^2}{8} = 0,393 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо максимальний згинальний момент при другому сполученні навантажень – власна вага покриття і зосереджений вантаж  $P = 1,2 \text{ кН}$  (рис. 3)

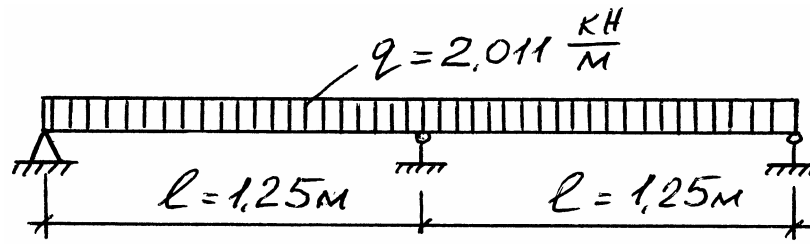


Рис. 2 – Розрахункова схема настилу при першому сполученні навантажень

$$M_{\max}^2 = 0,07 q_{c.6} l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l =$$

$$= 0,07 \cdot 0,411 \cdot 1,25^2 + 0,207 \cdot \frac{1,2}{0,5} \cdot 1,25 = 0,666 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

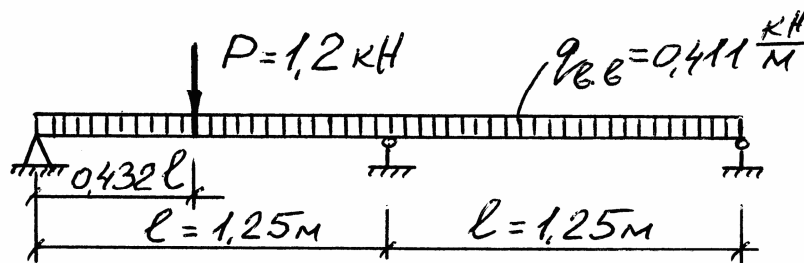


Рис. 3 – Розрахункова схема настилу при другому сполученні навантажень

Більш не вигідним для перевірки міцності настилу виявляється другий випадок навантаження.

Знаходимо момент опору настилу

$$W_{HT} = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{100}{b + S_0} = \frac{15 \cdot 2,2^2}{6} \cdot \frac{100}{15 + 10} = 48,4 \text{ см}^3.$$

Тут  $\frac{100}{15 + 10}$  – число дощок, що укладаються на ширині настилу 100 см.

Виконуємо перевірку міцності настилу за другим сполученням навантажень:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^2}{W_{HT}} = \frac{0,666 \cdot 10^3}{48,4} = 13,76 \text{ МПа} < R_g \cdot 1,2 = 13,0 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Тут 1,2 – коефіцієнт умов роботи, що враховує короткочасність дії зосередженого навантаження.



Умова міцності задоволена.

Перевіряємо жорсткість настилу за першим сполученням навантажень.

Для цього попередньо знаходимо момент інерції настилу:

$$J = W \cdot \frac{h}{2} = 48,4 \cdot \frac{2,2}{2} = 53,24 \text{ см}^4.$$

Визначаємо відносний прогин настилу

$$\frac{f}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{1,361 \cdot 10^{-2} \cdot 125^3}{10^3 \cdot 53,24} = \frac{1}{361} < \frac{1}{150},$$

тобто вимогу за жорсткістю настилу задоволено.

### ***Розрахунок спареного багатопрольотного прогону***

**Вихідні дані:** Крок основних несучих конструкцій – 4,0 м. Інші дані ті ж, що й у розрахунку настилу.

**Розв'язання:** Приймаємо орієнтовно прогони з двох дощок з деревини сосни 2-го сорту перерізом 4,4 x 17,5 см. Нормативне навантаження від ваги прогону на 1м<sup>2</sup> покриття буде таким

$$g_{г.г.}^H = \frac{2 \cdot 0,044 \cdot 0,175 \cdot 5,0}{1,25} = 0,0616 \quad \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

$$\text{Розрахункове навантаження: } g_{г.г.} = 0,0616 \cdot 1,1 = 0,068 \quad \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Додавши ці навантаження до раніше отриманих навантажень на дощатий настил, одержуємо

$$g^H = 1,361 + 0,0616 = 1,4226 \quad \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$g = 2,011 + 0,068 = 2,079 \quad \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо навантаження на 1 пог. м прогону при відстані між ними 1,25 м:

$$q^H = 1,4226 \cdot 1,25 = 1,78 \quad \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q = 2,079 \cdot 1,25 = 2,60 \quad \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Рішення прогону приймаємо аналогічно рівнопрогинному, тобто  $x = 0,2113l$  (рис. 4). Приймаємо також  $l_{кр} = l$ , тобто маємо умову неможливості зменшення розмірів крайніх прольотів.

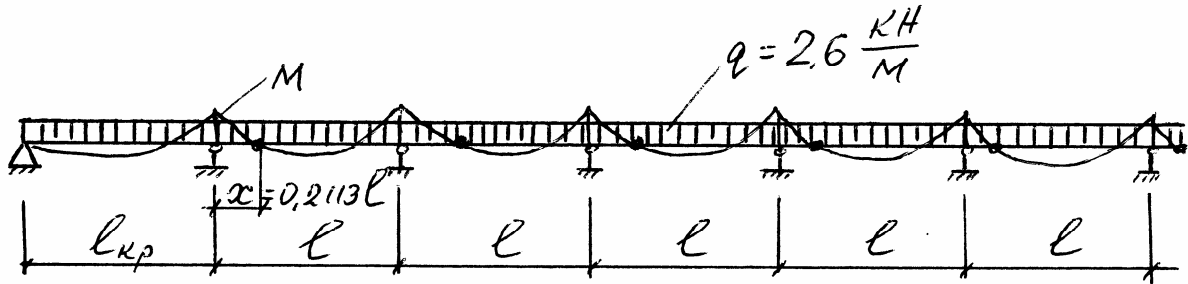


Рис. 4 – Розрахункова схема прогону

Визначаємо максимальний згинальний момент на першій проміжній опорі при перерахованих вище умовах

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2,60 \cdot 4^2}{10} = 4,16 \text{ кН.м.}$$

Знаходимо необхідний момент опору прогону

$$W_{\text{необх.}} = \frac{M_{\max}}{R_u} = \frac{4,16 \cdot 10^3}{13,0} = 320 \text{ см}^3.$$

Цьому моменту опору відповідає переріз 2 х (4,4 х 15) см

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 15^2}{6} = 330 \text{ см}^3 > 320 \text{ см}^3.$$

Виконуємо перевірку міцності прогону

$$\sigma = \frac{4,16 \cdot 10^3}{330} = 12,6 \text{ МПа} < R_g = 13,0 \text{ МПа},$$

тобто вимогу за міцністю прогону задоволено.

Перевіряємо прогін на жорсткість, для чого спочатку визначаємо момент інерції перерізу прогону

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{2 \cdot 4,4 \cdot 15^3}{12} = 2475 \text{ см}^4.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J} = \frac{2,5}{384} \cdot \frac{1,78 \cdot 10^{-2} \cdot 400^3}{10^3 \cdot 2475} = \frac{1}{333} < \frac{1}{200},$$

тобто прийнятий переріз прогону задовольняє також умовам жорсткості.

#### Розрахунок стику прогонів

Приймаємо цвяхи, що скріплюють стик прогонів  $\varnothing 3$  мм,  $l_{цв} = 80$  мм.

Знаходимо відстань від осі опори до центра стику:

$$x = 0,2113l = 0,2113 \cdot 4,0 = 0,84 \text{ м.}$$

Знаходимо відстань від осі опори до центра розміщення цвяхів при дворядному їхньому розміщенні (рис. 5)

$$x_{цв} = 84 - (6 + 3) = 75 \text{ см,}$$

де 6 см - відстань від стику до першого ряду цвяхів; 3 см - половина відстані між рядами цвяхів.

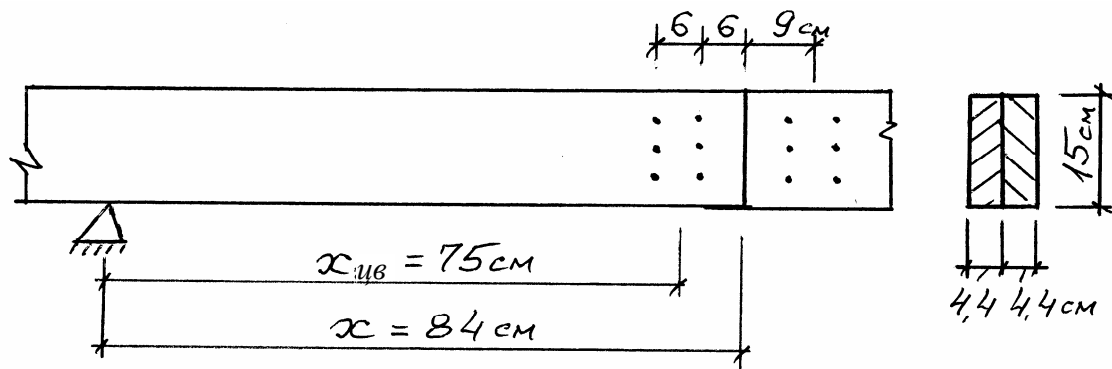


Рис. 5 – До розрахунку стику прогонів

Визначаємо розрахункову довжину защемлення цвяха в другій непробивній наскрізь дошці прогону:

$$a_{цв} = l_{цв} - c - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5d_{цв} = 8 - 4,4 - 0,2 \cdot 1 - 1,5 \cdot 0,3 = 2,65 \text{ см,}$$

де  $c = 4,4$  см – товщина дошки, що пробивається наскрізь;  $n_{ш} = 1$  – кількість швів, які перетинає цвях; 0,2 см – розрахункова деформація зсуву;  $1,5d_{цв}$  – довжина загостреної частини цвяха;  $a_{цв} = 2,65 \text{ см} > 4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ см}$ , тобто вимога СНиП II-25-80 задоволена.

Знаходимо мінімальну несучу здатність однозрізного цвяха (табл. 17 СНиП II-25-80):

$$T_{цв}^c = 0,50cd = 0,50 \cdot 4,4 \cdot 0,3 = 0,66 \text{ кН};$$

$$T_{цв}^u = 2,50d^2 + 0,01a^2 = 2,50 \cdot 0,3^2 + 0,01 \cdot 2,65^2 = 0,2953 \text{ кН},$$

що менше  $4,0d^2 = 4,0 \cdot 0,3^2 = 0,36 \text{ кН}$ .

З отриманих значень приймаємо менше значення несучої здатності. Знаходимо необхідну кількість цвяхів з кожної сторони стику.

$$n_{цв} = \frac{M_{on}}{2x_{цв} \cdot T_{цв}} = \frac{4,16 \cdot 10^2}{2 \cdot 75 \cdot 0,2953} = 9,4 \text{ цвяхів}.$$

Приймаємо 10 цвяхів. Розставляємо їх у два ряди по 5 цвяхів у ряді. В іншій частині прогону для забезпечення спільності роботи складових його двох дощок ставимо без розрахунку по два цвяхи  $\varnothing 3 \text{ мм}$ ,  $l_{цв} = 80 \text{ мм}$  через 50 см.

Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості цвяхів - 10 штук з кожної сторони стику згідно з СНиП II-25-80 (рис. 6).

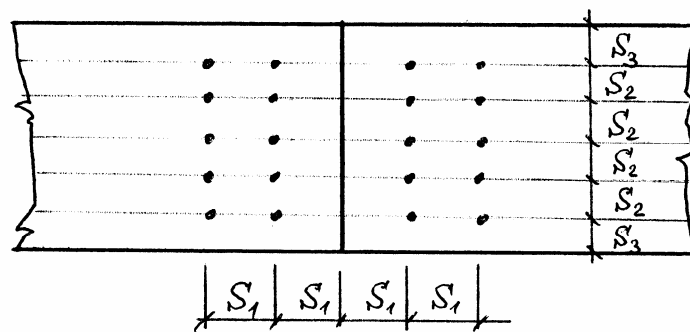


Рис. 6 – Розміщення цвяхів на стику прогонів

$S_1$  повинно бути більше або дорівнювати  $15d_{цв} = 15 \cdot 0,3 = 4,5 \text{ см}$  при товщині елемента  $c \geq 10d_{цв} = 10 \cdot 0,3 = 3 \text{ см}$ , що пробивається наскрізь. У нашому випадку  $S_1$  – відстань між осями цвяхів уздовж волокон і до краю дошки прийнята рівною 6 см, що більше, ніж мінімально припустиме 4,5 см, а товщина однієї дошки прийнята  $c = 4,4 \text{ см}$ , що також більше, ніж мінімальне рекомендоване значення 3 см.

Відстань між осями цвяхів поперек волокон між самими цвяхами  $S_2 \geq 4d_{цв}$  і відстань від крайнього ряду цвяхів до поздовжнього ребра дошки  $S_3 \geq 4d_{цв}$ . У нашому випадку всі 5 цвяхів кожного ряду забиваємо по вертикалі через рівні проміжки.

Приймаємо  $S_2 = S_3 = 2,5$  см, що більше, ніж  $4d_{цв} = 4 \cdot 0,3 = 1,2$  см, або  $15 \text{ см} = 4S_2 + 2S_3 = 6 \cdot 2,5$  см.

### ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 3

#### «Проектування двосхилової клеєфанерної балки»

*Вихідні балки:* Проліт балки  $l = 15$  м, їхній крок  $B = 4$  м, навантаження на балку приймаємо такими ж, які були визначені на практичному занятті № 2, тобто  $g^H = 1,4226 \text{ кН/м}^2$  та  $g = 2,079 \text{ кН/м}^2$ . Матеріал: сухі соснові дошки 1 сорту та багат шарова водостійка фанера марки ФСФ сорту В/ВВ.

*Розв'язання:* Визначаємо діючі навантаження з урахуванням власної ваги балки і навантажень на прогони  $g^H = 1,4226 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ;  $g = 2,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ :

$$g_{\text{в.б.}}^H = \frac{g^H}{\frac{1000}{K_{\text{сб}} \cdot l} - 1} = \frac{1,4226}{\frac{1000}{3,5 \cdot 15} - 1} = 0,079 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Знаходимо інтенсивність погонного навантаження на балку:

$$q^H = (g^H + g_{\text{в.б.}}^H)B = (1,4226 + 0,079) \cdot 4,0 = 6,01 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g + g_{\text{в.б.}}^H \cdot \gamma_f)B = (2,079 + 0,079 \cdot 1,1) \cdot 4,0 = 8,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Знаходимо висоту поперечного перерізу балки в середині прольоту:

$h_{\text{сер}} = \frac{l}{10} = \frac{15}{10} = 1,5$  м. При заданому ухилі покрівлі висота перерізу на опорі

буде:  $h_{\text{он}} = h_{\text{сер}} - i \frac{l}{2} = 1,5 - \frac{1}{12} \cdot \frac{15}{2} = 0,88$  м. Товщину фанерної стінки

приймаємо рівною  $\delta_\phi = 1,2$  см. Ширину поясів приймаємо  $b_n = 15$  см, а висоту верхнього і нижнього поясів приймаємо однаковими рівними 14 см (чотири шари дощок по 3,5 см кожний) (рис. 7).

Знаходимо небезпечний переріз двосхилої балки

$$x = l \left[ \sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma \right] = 15 \left[ \sqrt{0,592(1+0,592)} - 0,592 \right] = 5,682 \text{ м.}$$

$$\text{Тут } \gamma = \frac{h'_{on}}{i \cdot l} = \frac{0,88 - 0,14}{\frac{1}{12} \cdot 15} = 0,592,$$

$h'_{on}$  – висота балки на опорі між центрами поясів.

Знаходимо висоту балки в розрахунковому перерізі:

$$h_x = h_{on} + ix = 0,88 + \frac{1}{12} \cdot 5,682 = 1,354 \text{ м.}$$

Визначаємо згинальний момент у перерізі  $x$ :

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{8,67 \cdot 5,682(15 - 5,682)}{2} = 229,52 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для сприйняття цього згинального моменту необхідний момент опору (приведений до матеріалу фанерної стінки):

$$W_{np.\phi} = \frac{M_x}{R_{p.\phi}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{8,4} = 27324 \text{ см}^3.$$

Тут  $R_{p.\phi} = 8,4$  МПа прийнято з урахуванням  $m_\phi = 0,6$  – коефіцієнта форми поперечного перерізу.

Цьому  $W_{np.\phi}$  відповідає  $J_{np.\phi}$ :

$$J_{np.\phi} = W_{np.\phi} \cdot \frac{h_x}{2} = 27324 \cdot \frac{135,4}{2} = 1849835 \text{ см}^4.$$

Необхідну величину моменту інерції поясів знаходимо з формули:

$$J_\partial = \left( J_{np.\phi} - J_\phi \right) \frac{E_\phi}{E_\partial} = \left( 1849835 - \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 135,4^3}{12} \right) \cdot \frac{90000}{100000} = 1218036 \text{ см}^4.$$

Момент інерції дерев'яних поясів балки висотою 14 см дорівнює:

$$J_{\partial} = \frac{b_n [h_x^3 - (h_x - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 [135,4^3 - (135,4 - 2 \cdot 14)^3]}{12} = 1554346 \text{ см}^4, \text{ що}$$

більше, ніж  $1218036 \text{ см}^4$ , тобто прийняті раніше розміри поясів відповідають умовам міцності.

Зробимо перевірку міцності поясів на дію нормальних напружень при вигині в перерізі  $x$ , для чого спочатку знаходимо  $W_{np.\partial}$ :

$$W_{np.\partial} = \left( J_{\partial} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\partial}} \right) \cdot \frac{2}{h_x} = \left( 1554346 + 496462 \cdot \frac{90000}{100000} \right) \cdot \frac{2}{135,4} = 25325 \text{ см}^3.$$

Тоді розтягуючі (стискаючі) напруження в поясах від вигину будуть:

$$\sigma_{\partial} = \frac{M_x}{W_{np.\partial}} = \frac{229,52 \cdot 10^3}{25325} = 9,063 \text{ МПа} < 10,0 \text{ МПа},$$

а розтягуюче напруження у фанерній стінці:

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\partial} \frac{E_{\phi}}{E_{\partial}} = 9,063 \cdot \frac{90000}{100000} = 8,157 \text{ МПа} < 8,4 \text{ МПа},$$

тобто міцність у небезпечному перерізі деревини поясів і фанерної стінки забезпечена.

#### *Перевірка стійкості стиснутого пояса балки з площини вигину*

По балках покладені спарені прогони з відстанню між ними  $b_n = 1,25 \text{ м}$ , які прикріплюються в місцях обпирання до верхнього пояса балки. Звідси вільна довжина верхнього пояса з площини балки  $l_0 = 125 \text{ см}$ , а гнучкість із площини вигину

$$\lambda_y = \frac{l_0}{0,29b_n} = \frac{125}{0,29 \cdot 15} = 29.$$

$$\varphi_y = 1 - 0,8 \left( \frac{\lambda_y}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{29}{100} \right)^2 = 0,932.$$

Тоді з урахуванням  $\varphi_y = 0,932$  стискаючі напруження в деревині пояса будуть:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{\partial}}{\varphi_y} = \frac{9,063}{0,932} = 9,724 \text{ МПа} < R_{c.\partial} = 14,0 \text{ МПа},$$

тобто стійкість верхнього пояса балки з площини вигину забезпечена.

### *Перевірка фанерної стінки в опорній панелі*

Відстань між осями ребер жорсткості в опорній панелі  $a = 62,5$  см.

Розрахункова висота стінки:  $h_{cm} = 88 + \frac{1}{12} \cdot \frac{62,5}{2} - 2 \cdot 14 = 62,6$  см.

Умова  $a \leq h_{cm}$  для опорної панелі виконана;

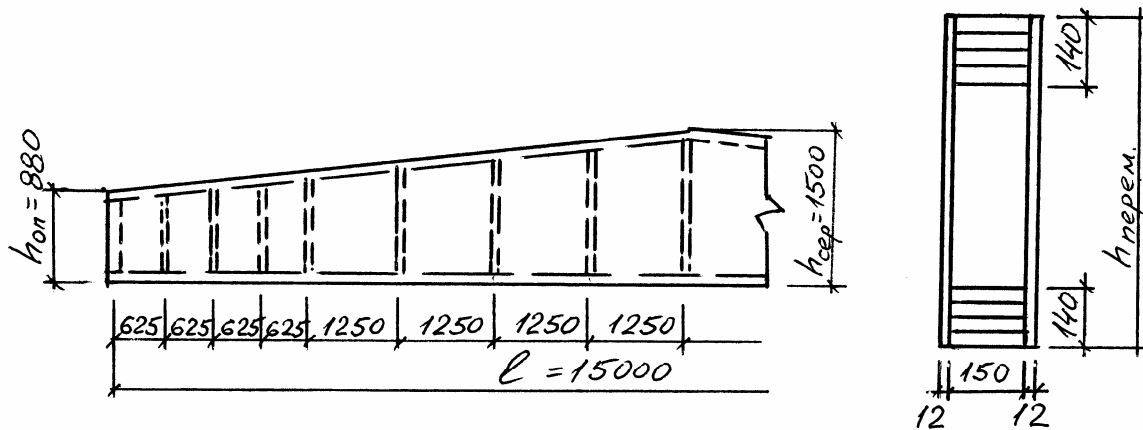


Рис. 7 – Клеєфанерна балка

$\frac{h_{cm}}{\delta_{\phi}} = \frac{62,6}{1,2} = 52,5$ , що значно менше 80, тобто перевірка фанерної стінки на місцеву стійкість не потрібна.

*Перевіряємо міцність фанерної стінки на зріз за формулою*

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_{np.\phi}}{J_{np.\phi} \cdot 2\delta_{\phi}} \leq R_{zp.\phi},$$

для чого послідовно знаходимо:

Величину максимальної поперечної сили

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{8,67 \cdot 15}{2} = 65,025 \text{ кН.}$$

Статичний момент половини перерізу фанерної стінки в опорному перерізі

$$S_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^2}{8} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^2}{8} = 2323,2 \text{ см}^3.$$

Статичний момент одного дерев'яного пояса в опорному перерізі



$$S_{\partial} = b_n \cdot h_n \left( \frac{h_{on} - h_n}{2} \right) = 15 \cdot 14 \cdot \frac{(88 - 14)}{2} = 7770 \text{ см}^3.$$

Статичний момент опорного перерізу, приведений до матеріалу стінки, тобто до фанери

$$S_{np.\phi} = S_{\phi} + S_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = 2323,2 + 7770 \cdot \frac{10^5}{90000} = 10956,5 \text{ см}^3.$$

Момент інерції фанерної стінки в опорному перерізі

$$J_{\phi} = \frac{2\delta_{\phi} \cdot h_{on}^2}{12} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 88^2}{12} = 136294 \text{ см}^4.$$

Момент інерції дерев'яних поясів в опорному перерізі

$$J_{\partial} = \frac{b_n [h_{on}^3 - (h_{on} - 2h_n)^3]}{12} = \frac{15 [88^3 - (88 - 28)^3]}{12} = 581840 \text{ см}^4.$$

Момент інерції опорного перерізу балки, приведений до фанери

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = 136294 + 581840 \cdot \frac{10^5}{90000} = 782783 \text{ см}^4.$$

Підставляємо отримані значення у вищенаведену формулу перевірки міцності фанерної стінки на зріз

$$\tau_{\max} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 10956,5}{782783 \cdot 2 \cdot 1,2} = 3,792 \text{ МПа} \leq R_{zp.\phi} = 6,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

Для опорного перерізу  $\sigma = 0$  і, отже, при перевірці головних розтягуючих напружень  $\alpha = 45^0$ . Тому  $\sigma_{p.\phi.45^0} = \tau_{\max} = 3,792 \text{ МПа}$ , що менше  $R_{p.\phi.45^0} = 4,5 \text{ МПа}$ .

Перевіряємо міцність клейового з'єднання стінки з поясом на зсув:

$$\tau_1 = \frac{Q_{\max} \cdot S_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}}}{J_{np.\phi} \cdot 2h_n} = \frac{65,025 \cdot 10 \cdot 7770 \cdot \frac{100000}{90000}}{782783 \cdot 2 \cdot 14} = 0,26 \text{ МПа} < R_{\phi.ск} = 0,8 \text{ МПа},$$

тобто міцність забезпечена.

Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки

$$\frac{f}{l} \leq \left[ \frac{f}{l} \right] = \frac{1}{300},$$

$$\text{де } f = \frac{f_0}{K} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right];$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E_\phi \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{6,01 \cdot 10^{-2} \cdot 1500^4}{900 \cdot 2840489} = 1,55 \text{ см.}$$

$$J_{np.\phi} = J_\phi + J_\partial \frac{E_\partial}{E_\phi} = \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 150^3}{12} + \frac{15 \cdot [150^3 - (150 - 2 \cdot 14)^3]}{12} \cdot \frac{10^5}{90000} =$$

$$= 2840489 \text{ см}^4,$$

$K$  – коефіцієнт, що враховує вплив змінної висоти балки на її жорсткість

$$K = 0,4 + 0,6 \frac{h'_{on}}{h'_{сер}} = 0,4 + 0,6 \cdot \frac{88 - 14}{150 - 14} = 0,726.$$

$C$  – коефіцієнт, що враховує вплив деформацій зсуву на жорсткість балки (табл. 3 додатка 4 СНиП II-25-80)

$$C = \left( 45,3 - 6,9 \frac{h_{on}}{h_{сер}} \right) \cdot \gamma = \left( 45,3 - 6,9 \cdot \frac{88}{150} \right) \cdot 1,167 = 48,141.$$

$$\gamma = \frac{F_{поясів}}{F_{стілки}} = \frac{2 \cdot 15 \cdot 14}{2 \cdot 1,2 \cdot 150} = 1,167.$$

$$f = \frac{1,55}{0,726} \left[ 1 + 48,141 \left( \frac{150,0}{1500,0} \right)^2 \right] = 3,163 \text{ см.}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{3,163}{1500} = \frac{1}{474} < \frac{1}{300},$$

тобто вимогу за жорсткістю задоволено.

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 4

### «Проектування складеної балки на пластинчастих нагелях»

Вихідні дані: Навантаження на балку (рис. 8) – постійне нормативне

$$g^H = 1,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \text{ постійне розрахункове } g = 1,24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \text{ корисне нормативне}$$

$p^H = 3,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ; корисне розрахункове  $p = 3,9 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ; проліт балки  $l = 6$  м; крок

балок  $B = 5$  м. Деревина балки – сосна 2 сорту.

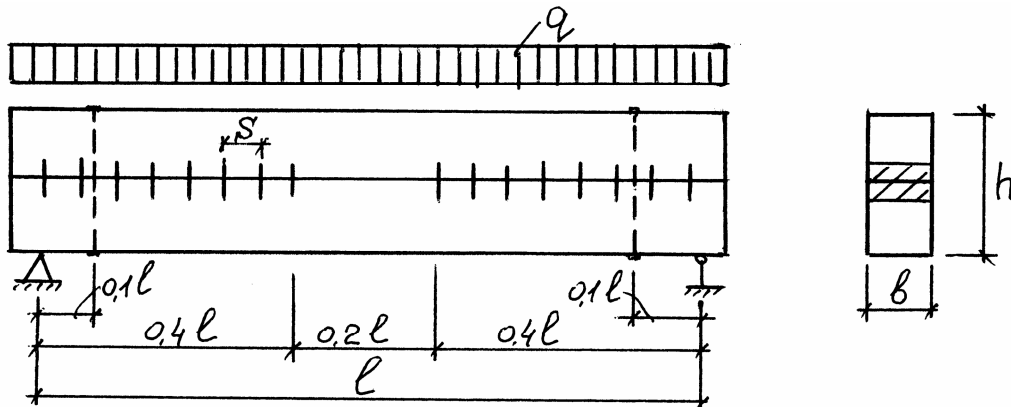


Рис. 8 – Розрахункова схема балки на пластинчастих нагелях

Розв'язання: 1. Визначаємо власну вагу балки

$$g_{\text{в.в.}}^H = \frac{3,0 + 1,1}{\frac{1000}{5 \cdot 6} - 1} = 0,1268 \quad \left( \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \right),$$

Визначаємо інтенсивність нормативного  $q^H$  і розрахункового  $q$  погонного навантаження:

$$q^H = (3,0 + 1,1 + 0,1268) \cdot 5 = 21,2 \quad \left( \frac{\text{кН}}{\text{м}} \right);$$

$$q = (3,9 + 1,24 + 0,1268 \cdot 1,1) \cdot 5 = 26,4 \quad \left( \frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

Знаходимо значення згинального моменту

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{26,4 \cdot 6^2}{8} = 118,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2. Визначаємо необхідний момент опору балки

$$W_H = \frac{M}{R_g \cdot K_w} = \frac{118,8 \cdot 10^3}{15 \cdot 0,85} = 9320 \text{ см}^3,$$

де  $10^3$  – коефіцієнт переведення метрів у см і МПа в кН/см<sup>2</sup>.

3. Задаючи ширину балки  $b = 17,5$  см, визначаємо її висоту  $h$  за формулою:

$$h = \sqrt{\frac{6W_H}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 9320}{17,5}} = 56,8 \text{ см.}$$

Приймаємо висоту перерізу балки  $h = 60$  см, тобто балка повинна складатися з трьох брусів  $17,5 \times 20$  см, що вимагає застосування глухих пластинчастих нагелів (рис. 9), з такими параметрами:  $l_{nl} = 5,4$  см,  $\delta_{nl} = 1,2$  см.

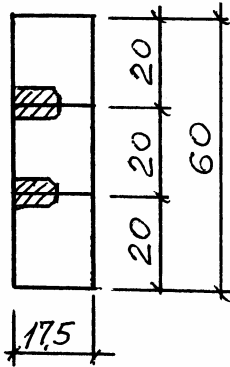


Рис. 9 – Прийнятий переріз балки

4. Перевіряємо жорсткість прийнятого перерізу балки, для чого спочатку знаходимо її момент інерції:

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,5 \cdot 60^3}{12} = 315000 \text{ см}^4.$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E \cdot J_{\bar{o}p} \cdot K_{жс}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{21,2 \cdot 10^{-2} \cdot 600^3}{10^3 \cdot 315000 \cdot 0,6} = \frac{1}{317} < \frac{1}{250},$$

тобто вимогу щодо жорсткості балки задоволено.

5. Визначаємо кількість пластинчастих нагелів на ділянці балки  $0,4l$ , для чого спочатку знаходимо статичний момент зсувної частини перерізу відносно нейтральної осі  $S_{\bar{o}p}$  і несучу здатність одного пластинчастого нагеля  $T_{nl}$ :

$$S_{\bar{o}p} = 17,5 \cdot 20^2 = 7000 \text{ см}^3;$$

$$T_{nl} = 0,75 \cdot b_{nl} = 0,75 \cdot 10,5 = 7,875 \text{ кН.}$$

$$b_{nl} = 0,5b_{\bar{o}p} + 0,3l_{nl} = 0,5 \cdot 17,5 + 0,3 \cdot 5,4 = 10,37 \text{ см.}$$

Приймаємо  $b_{nl} = 10,5$  см.

$$n_{nl} = \frac{1,2M \cdot S_{\bar{o}p}}{J_{\bar{o}p} \cdot T_{nl}} = \frac{1,2 \cdot 118,8 \cdot 10^2 \cdot 7000}{315000 \cdot 7,875} = 40,23 \text{ шт.}$$

Приймаємо  $n_{nl} = 42$  шт.

6. Перевіряємо можливість розміщення отриманої кількості пластинчастих нагелів на ділянці  $0,4l$  з урахуванням мінімальної відстані між ними  $S_{\min} = 2l_{nl}$ . У зв'язку з тим, що пластинчасті нагелі прийняті глухі,

вони розміщуються в шаховому порядку з півкроком  $S_1 = \frac{S_{\min}}{2} = l_{nl} = 5,4$  см.

У кожному шві балки може розміститися:  $n_{nl} = \frac{0,4l}{S_1} = \frac{0,4 \cdot 600}{5,4} = 44,4$  шт, що

більше, ніж прийнято  $n_{nl} = 42$  шт.

7. Обчислюємо необхідний будівельний підйом балки:

$$f_{\text{буд.}} = \frac{l \cdot \delta \cdot n_{\text{ш}}}{2h_0} = \frac{600 \cdot 0,2 \cdot 2}{2 \cdot 40} = 3 \text{ см.}$$

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 5

### *«Розрахунок розтягнутого стика на циліндричних нагелях і цвяхах»*

#### *Розрахунок розтягнутого стика на циліндричних нагелях*

*Вихідні дані:* Розтягнутий стик нижнього пояса кроквяної ферми виконаний за допомогою дощатих накладок, з'єднаних з поясом нагелями з круглої сталі. Пояс зроблений із брусів перерізом  $c \times h = 12,5 \times 17,5$  см, накладки прийняті з дощок перерізом  $a \times h = 6 \times 17,5$  см. Розрахункове розтягуюче зусилля  $N = 106,0$  кН. Деревина – сосна 1 сорту. Знайти кількість нагелів і перевірити ослаблений отворами переріз нижнього пояса (рис. 10).

*Розв'язання:* Діаметр нагелів призначаємо рівним  $(0,2-0,25)a$ , де  $a$  – товщина накладки. Приймаємо  $d = 1,6$  см.

Знаходимо розрахункову несучу здатність нагеля на один зріз:

за вигином нагеля  $T_g = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 1,6^2 + 0,02 \cdot 6^2 = 5,33$  кН, що менше, ніж  $T = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 1,6^2 = 6,40$  кН;

за зім'яттям середнього елемента товщиною  $c = 12,5$  см

$$T_c = 0,50cd = 0,50 \cdot 12,5 \cdot 1,6 = 10,00 \text{ кН};$$

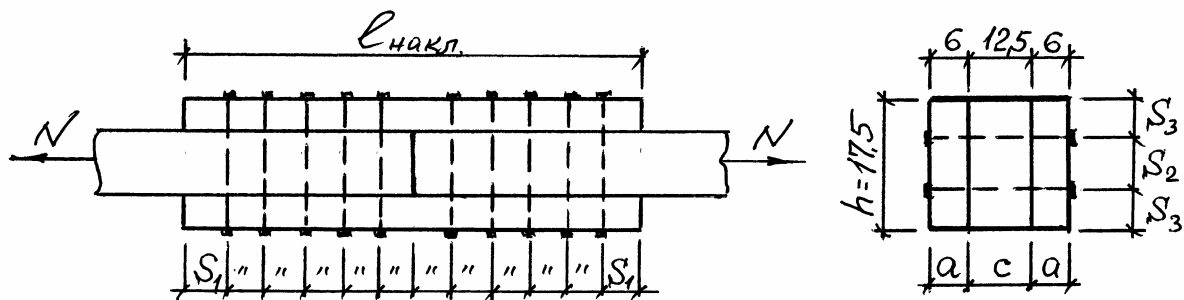


Рис. 10 – До розрахунку розтягнутого стика на циліндричних нагелях

за зім'яттям крайнього елемента товщиною  $a = 6$  см

$$T_a = 0,80ad = 0,80 \cdot 6 \cdot 1,6 = 7,68 \text{ кН.}$$

Найменша несуча здатність вийшла за вигином нагеля:  $T_{\min} = 5,33$  кН.

У даному з'єднанні нагелі двозрізні, тобто  $n_c = 2$ .

Визначаємо необхідну кількість нагелів:

$$n_{\text{наг}} = \frac{N}{n_c \cdot T_{\min}} = \frac{106,00}{2 \cdot 5,33} = 9,94 \text{ шт.}$$

Приймаємо 10 нагелів, з них 4 болти з кожної сторони стика. Нагелі розміщуємо в два поздовжніх ряди.

Відстань між нагелями уздовж волокон:

$$S_1 = 7d = 7 \cdot 1,6 = 11,2 \text{ см. Приймаємо } S_1 = 12 \text{ см.}$$

Маючи  $S_1$ , знаходимо необхідну довжину накладки:

$$l_{\text{накл}} = 12 \cdot S_1 = 12 \cdot 12 = 144 \text{ см,}$$

де перша цифра 12 – це кількість проміжків  $S_1$  за довжиною накладки (рис. 10).

Відстань від осі нагелів до ребра накладок

$$S_3 = 3d = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \text{ см. Приймаємо } S_3 = 5 \text{ см.}$$

Відстань між нагелями поперек волокон

$$S_2 = h - 2S_3 = 17,5 - 2 \cdot 1,5 = 7,5 \text{ см} > 3,5d = 3,5 \cdot 1,6 = 5,6 \text{ см.}$$

Зважаючи на те, що загальна площа перерізу накладок менша площі поперечного перерізу бруса нижнього пояса (рис. 10), більш напруженими в роботі на розтягання будуть накладки.

Знаходимо площу ослабленого отворами під нагелі перерізу накладок

$$F_{\text{нт}} = 2a(h - 4d) = 2 \cdot 6 \cdot (17,5 - 4 \cdot 1,6) = 133,2 \text{ см}^2.$$

Тут  $F_{\text{нт}}$  визначено з урахуванням вимоги, що ослаблення, розташовані за довжиною розтягнутого елемента на ділянці 20 см, приймаються сполученими в одному перерізі.

Знаходимо напруження розтягання в накладках:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\text{нт}}} = \frac{106 \cdot 10}{133,2} = 7,96 \text{ МПа} < R_p \cdot m_0 = 10,0 \cdot 0,8 = 8,0 \text{ МПа},$$

де 10 – коефіцієнт, який враховує, що  $1 \text{ кН/см}^2 = 10 \text{ МПа}$ . Умова міцності виконана.

### ***Розрахунок розтягнутого з'єднання на цвяхах***

*Вихідні дані:* Зусилля  $N = 38 \text{ кН}$  передається від однієї середньої дошки перерізом  $c \times h = 4 \times 15 \text{ см}$  двом крайнім дошкам перерізом  $a \times h = 3,2 \times 15 \text{ см}$  за допомогою цвяхів (рис. 11). Потрібно розрахувати з'єднання і розставити цвяхи. Прийнято деревину сосну 1 сорту.

*Розв'язання:* Знаходимо сумарну товщину пакета дощок у місці з'єднання:  $b = a + c + a = 3,2 + 4 + 3,2 = 10,4 \text{ см}$ . Довжину цвяха вибираємо такою, щоб непробивати пакет наскрізь, тобто  $l_{\text{цв.}} = 100 \text{ мм}$ ,  $d_{\text{цв.}} = 4 \text{ мм}$ . Знаходимо розрахункову довжину защемлення кінця цвяха в непробивному наскрізь крайньому елементі:

$$\begin{aligned} a_p &= l_{\text{цв.}} - a - c - 0,2 \cdot n_{\text{ш}} - 1,5d_{\text{цв.}} = \\ &= 10 - 4 - 3,2 - 0,2 \cdot 2 - 1,5 \cdot 0,4 = 1,8 \text{ см}, \end{aligned}$$

що більше  $4d_{\text{цв.}} = 1,6 \text{ см}$ . Якщо  $a_p < 4d_{\text{цв.}}$ , то роботу кінця цвяха не враховують.

Визначаємо несучу здатність цвяха для першого його зрізу:

за вигином цвяха:

$$T_u^1 = 2,5d_{\text{цв.}}^2 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 3,2^2 = 0,5024 \text{ кН},$$

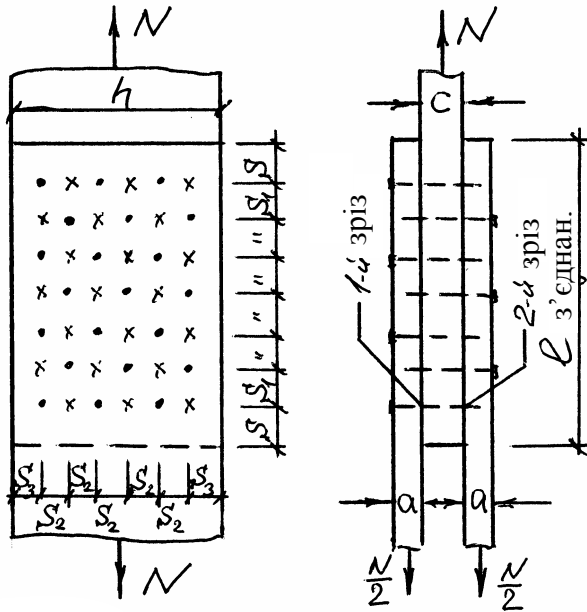


Рис. 11 – До розрахунку розтягнутого з'єднання на цвяхах

що менше

$$4d^2 = 4 \cdot 0,4^2 = 0,64 \text{ кН};$$

за зім'яттям деревини в середньому елементі

$$\begin{aligned} T_c^1 &= 0,50cd_{ув} = \\ &= 0,50 \cdot 4 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ кН}; \end{aligned}$$

за зім'яттям деревини в крайньому елементі

$$\begin{aligned} T_a^1 &= 0,80ad_{ув} = \\ &= 0,8 \cdot 3,2 \cdot 0,4 = 1,02 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Визначаємо несучу здатність цвяха для другого його зрізу (з боку непробивного наскрізь крайнього елемента):

за вигином цвяха

$$T_u^2 = 2,5d_{ув}^2 + 0,01a_p^2 = 2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 1,8^2 = 0,4324 \text{ кН};$$

за зім'яттям деревини в середньому елементі

$$T_c^2 = 0,5cd_{ув} = 0,5 \cdot 4 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ кН};$$

за зім'яттям деревини в крайньому елементі

$$T_a^2 = 0,8a_p \cdot d_{ув} = 0,8 \cdot 1,8 \cdot 0,4 = 0,576 \text{ кН}.$$

Найменшою несучою здатністю цвяха по його двох зрізах виявилася несуча здатність за вигином самого цвяха:

$$T_{\min} = T_u^1 + T_u^2 = 0,5024 + 0,4324 = 0,9348 \text{ кН}.$$

Знаходимо необхідну кількість цвяхів у з'єднанні:

$$n_{ув} = \frac{N}{T_{\min}} = \frac{38,00}{0,9348} = 40,7 \text{ шт.}$$

Приймаємо 42 цвяхи, розміщуючи їх у 7 рядів по 6 цвяхів у ряді.



Для забезпечення рівномірної роботи крайніх елементів треба половину цвяхів забити з лицьової сторони стику (точки на рис. 11), а іншу половину – з тильної сторони (хрестики).

Відстань від крайнього ряду цвяхів до торця дошки має бути не менше

$$S = 15d_{цв} = 15 \cdot 0,4 = 6 \text{ см.}$$

Для визначення відстані між осями цвяхів уздовж волокон  $S_1$  слід мати на увазі, що ця відстань повинна бути не менше  $15d_{цв}$  при товщині елемента, що пробивається,  $a \geq 10d_{цв}$  і  $S_1 = 25d_{цв}$  при  $a = 4d_{цв}$ . Для проміжних значень товщини  $a$  відстань  $S_1$  визначають за інтерполяцією.

У нашому випадку відношення товщини крайньої дошки до діаметра цвяха

$$\frac{a}{d_{цв}} = \frac{3,2}{0,4} = 8, \text{ тобто } a = 8d_{цв}$$

При цьому значенні  $a$  мінімальну відстань між рядами цвяхів уздовж волокон знаходимо за інтерполяцією:

$$S_1 = \left[ 15 + \frac{(25-15)(10-8)}{10-4} \right] d_{цв} = 18,3d_{цв} = 18,3 \cdot 0,4 = 7,3 \text{ см.}$$

Приймаємо  $S_1 = S = 7,5 \text{ см.}$

Повна довжина з'єднання (рис. 11):

$$l_{з'єдн.} = 8 \cdot S_1 = 8 \cdot 7,5 = 60 \text{ см.}$$

Відстані між цвяхами поперек волокон  $S_2$  і від поздовжнього ребра дошки до крайніх цвяхів  $S_3$  повинні бути не менше  $S_2 = S_3 = 4d_{цв} = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ см.}$

Приймаємо  $S_2 = 2 \text{ см}$  і  $S_3 = 2,5 \text{ см}$ , тоді

$$h = 5S_2 + 2S_3 = 5 \cdot 2 + 2 \cdot 2,5 = 15 \text{ см.}$$

Перевіряємо міцність на розтягання середньої дошки, для чого спочатку визначимо її площу нетто за винятком ослаблення цвяхами

$$F_{HT} = c \cdot h - n_{цв} \cdot d_{цв} \cdot c = 4 \cdot 15 - 6 \cdot 0,4 \cdot 4 = 50,4 \text{ см}^2.$$

Знаходимо напруження розтягання:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} = \frac{38,0 \cdot 10}{50,4} = 7,54 \text{ МПа} < R_p \cdot m_0 = 10,0 \cdot 0,8 = 8,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 6

### «Проектування двосхилої дощатоклеєної балки»

*Вихідні дані:* прольот балки  $l = 17$  м; крок балок  $B = 4,5$  м; ухил покрівлі  $i = 1:12$ ; матеріал – сухі соснові дошки 1-го та 2-го сорту; покрівля тепла рулонна по дощатому настилу і спареним нерозрізним прогонам з відстанню між ними 1,42 м; район будівництва – IV сніговий район; навантаження на балку з урахуванням власної ваги настилу, прогонів та ваги снігу  $g^n = 1,983 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ;  $g = 2,95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ .

*Розв'язання:* Знаходимо нормативну власну вагу дощатоклеєної балки

$$(g_n^H + P_{сн}^H = g^n)$$

$$g_{вл.б.}^H = \frac{g_n^H + P_{сн}^H}{\frac{1000}{K_{вл.б.}} - 1} = \frac{1,983}{\frac{1000}{6 \cdot 17} - 1} = 0,088 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

де  $K_{вл.б.} = 6$  – коефіцієнт власної ваги дощатоклеєної балки.

Визначимо нормативне і розрахункове навантаження на 1 пог.м. балки

$$q^n = (g^n + g_{вл.б.}^H) \cdot B = (1,983 + 0,088) \cdot 4,5 = 9,32 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g + g_{вл.б.}^H \cdot \gamma_f) B = (2,95 + 0,088 \cdot 1,1) \cdot 4,5 = 13,71 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

де  $\gamma_f = 1,1$  – коефіцієнт безпеки по навантаженню.

Визначаємо поперечну силу і згинальний момент, які діють на балку, з умовного припущення, що ця балка з паралельними поясами

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13,71 \cdot 17}{2} = 116,53 \text{ кН};$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{13,71 \cdot 17^2}{2} = 495,28 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Знаходимо висоту балки у середині її прольота (рис. 12)

$$h \geq \sqrt{\frac{6M}{m_\delta \cdot b \cdot R_{\text{виг}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 495,28 \cdot 10^2}{1,60 \cdot 20 \cdot 0,85}} = 104,5 \text{ см},$$

де  $R_{\text{виг}} = 1,60 \text{ кН/см}^2$  – розрахунковий опір деревини вигину;  $b = 20 \text{ см}$  – орієнтовно прийнята ширина балки;  $m_\delta = 0,85$  – коефіцієнт умов роботи, який залежить від висоти балки (табл. 7 СНиП II-25-80).

Визначаємо необхідну висоту балки на опорі за умови її міцності по дотичних напруженнях

$$h_{\text{он}} = \frac{1,5 \cdot Q}{b_{\text{розр}} \cdot R_{\text{ск}}} = \frac{1,5 \cdot 116,53}{0,15 \cdot 20 \cdot 0,6} = 97,2 \text{ см},$$

де  $b_{\text{розр}} = b \cdot m_{\text{ск}} = 20 \cdot 0,6$ ;  $m_{\text{ск}} = 0,6$  – коефіцієнт умов роботи, що враховує можливі непоклеї у швах;  $R_{\text{ск}} = 0,15 \text{ кН/см}^2$  – розрахунковий опір деревини сколюванню.

Приймаємо висоту балки на опорі  $h_{\text{он}} = 98 \text{ см}$ , тобто це 28 дощок товщиною кожна 3,5 см після стругання.

Знайдемо висоту балки у середині прольоту за ухилом покрівлі  $i = 1:12$ .

$$h_{\text{сер}} = h_{\text{он}} + i \frac{l}{2} = 98 + \frac{1}{12} \cdot \frac{1700}{2} = 168,8 \text{ см},$$

що більше раніше отриманого значення 104,5 см.

Остаточно приймаємо  $h_{\text{сер}} = 171,5 \text{ см}$  (49 дощок товщиною по 3,5 см).

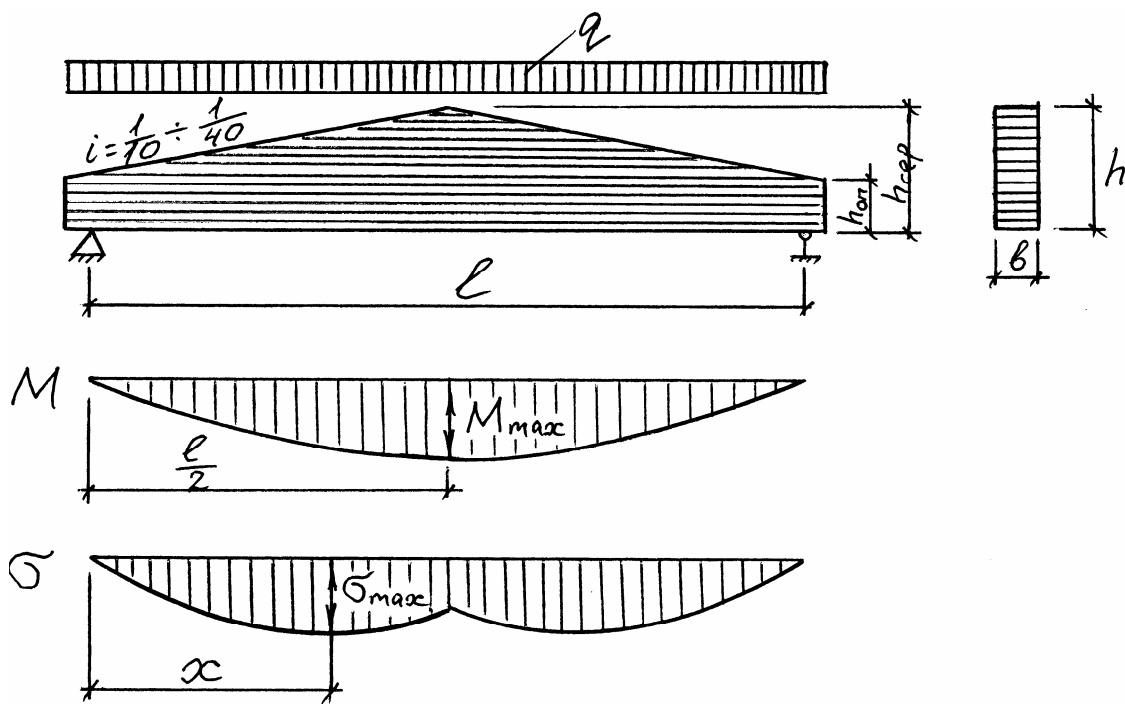


Рис. 12

Перевіряємо стійкість плоскої форми деформування балки у перерізі  $x$ , де нормальні напруження максимальні, за формулою

$$\sigma_x = \frac{M_x}{\varphi_M \cdot W_x \cdot m_\sigma} \leq R_{\text{виг}},$$

для чого послідовно знаходимо:

відстань  $x$  від опори до перерізу з максимальним нормальним напруженням

$$x = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_{\text{on}}}{h_{\text{cer}}} = \frac{17}{2} \cdot \frac{0,98}{1,715} = 4,86 \text{ м};$$

висоту балки в розрахунковому перерізі  $x$

$$h_x = h_{\text{on}} + ix = 0,98 + \frac{1}{12} \cdot 4,86 = 1,385 \text{ м};$$

згинальний момент в перерізі  $x$

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{13,71 \cdot 4,86 \cdot (17 - 4,86)}{2} = 404,45 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

момент опору балки в перерізі  $x$

$$W_x = \frac{b \cdot h_x^2}{b} = \frac{20 \cdot 138,5^2}{6} = 63941 \text{ см}^3;$$

коефіцієнт стійкості плоскої форми деформування  $\varphi_M$  при закріпленні стиснутої кромки балки прогонами з відстанню між ними 1,42 м

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h_x} \cdot K_\phi \cdot K_{жсм} = 140 \cdot \frac{20^2}{142 \cdot 138,5} \cdot 1,13 \cdot 0,797 = 2,564,$$

де  $K_\phi = 1,13$  – коефіцієнт, який залежить від форми епюри моментів (додаток IV БНіП II-25-80);  $l_p = 142$  см – відстань між прогонами, тобто між точками, у яких стиснута грань балки закріплена від зміщень з її площини;

$$K_{жсм} = \sqrt[5]{\left(\frac{h_{он}}{h_{сер}}\right)^2} = \sqrt[5]{\left(\frac{98}{171,5}\right)^2} = 0,797 \text{ (табл. 2 Додатку IV БНіП II-25-80);}$$

$m_\delta = 0,8$  – коефіцієнт умов роботи, що залежить від висоти балки (табл. 7 СНиП II-25-80).

Підставимо усі визначені параметри в наведену вище формулу перевірки стійкості плоскої форми деформування:

$$\sigma_x = \frac{404,45 \cdot 10^2}{2,564 \cdot 63941 \cdot 0,8} = 0,308 \text{ кН/см}^2 < R_{виг} = 1,6 \text{ кН/см}^2,$$

тобто стійкість плоскої форми деформування забезпечена.

Перевіряємо жорсткість балки за формулою

$$\frac{f}{l} < \frac{1}{300},$$

$$\text{де } f = \frac{f_0}{K} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h_{сер}}{l}\right)^2\right] = \frac{1,2056}{0,636} \cdot \left[1 + 17,572 \cdot \left(\frac{171,5}{1700}\right)^2\right] = 2,235 \text{ см – повний}$$

прогин балки.

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,32 \cdot 10^{-2} \cdot 1700^4}{10^3 \cdot 8407001,5} = 1,2056 \text{ см},$$

прогин балки постійного перерізу висотою  $h_{сер}$ ;  $E = 10^3$  кН/см<sup>2</sup> – модуль пружності деревини;  $J = \frac{b \cdot h_{сер}^3}{12} = \frac{20 \cdot 171,5^3}{12} = 8407001,5$  см<sup>4</sup> – момент інерції перерізу балки;  $K = 0,15 + 0,85 \frac{h_{он}}{h_{сер}} = 0,15 + 0,85 \cdot \frac{98}{171,5} = 0,636$  – коефіцієнт, що враховує вплив змінного за довжиною балки момента інерції на величину прогинів;  $C = 15,4 + 3,8 \cdot \frac{h_{он}}{h_{сер}} = 15,4 + 3,8 \cdot \frac{98}{171,5} = 17,572$  – коефіцієнт, що враховує вплив деформацій зсуву від поперечної сили на величину прогинів (табл. 3 Додатку IV СНиП II-25-80).

Підставимо значення повного прогину балки у формулу перевірки її жорсткості:

$$\frac{f}{l} = \frac{2,235}{1700} = \frac{1}{760} < \frac{1}{300},$$

тобто умова жорсткості балки виконана.

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 7

### *«Проектування двотаврової двосхилої дощатоцвяхової балки»*

*Вихідні дані:* прольот балки  $l = 12$  м; крок балок  $B = 6$  м; ухил покрівлі  $i = 1:10$ ; матеріал – сухі соснові дошки 1-го та 2-го сорту; крок прогонів  $b_n = 1,51$  м; район будівництва – III сніговий район  $P_{сн}^H = 1 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ; навантаження на балку з урахуванням ваги елементів покрівлі (настилу і прогонів) та ваги снігу  $g^H = 1,72 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ;  $g = 2,34 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ .

*Розв'язання:* Власну нормативну вагу балки знайдемо за формулою

$$g_{\text{вл.б.}}^H = \frac{g_n^H + P_{\text{сн}}^H}{\frac{1000}{K_{\text{вл.б.}} \cdot l} - 1} = \frac{1,72}{\frac{1000}{6 \cdot 12} - 1} = 0,135 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

де  $K_{\text{вл.б.}} = 6$  – коефіцієнт власної ваги дощато-цвяхової балки.

Визначимо нормативне і розрахункове навантаження на 1 пог.м. балки:

$$q^H = (g_n^H + P_{\text{сн}}^H + g_{\text{вл.б.}}^H)B = (1,72 + 0,135) \cdot 6,0 = 11,13 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$$q = (g_n + P_{\text{сн}} + g_{\text{вл.б.}}^H \cdot \gamma_f)B = (2,34 + 0,135 \cdot 1,1) \cdot 6,0 = 14,93 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

де  $B = 6$  м – крок дощато-цвяхових балок;  $\gamma_f = 1,1$  – коефіцієнт безпеки для власної ваги балки.

Визначимо висоту двосхилої дощато-цвяхової балки у чверті її прольоту  $h_{\text{чб}} = \frac{l}{9} = \frac{12}{9} = 1,33$  м. Приймаємо  $h_{\text{чб}} = 1,5$  м. При заданому схилі покрівлі  $i = 1:10$  визначимо висоту балки у середині прольоту  $h_{\text{сер}} = h_{\text{чб}} + i \frac{l}{4} = 1,5 + 0,1 \cdot \frac{12}{4} = 1,8$  м.

Висота балки на опорі буде такою  $h_{\text{он}} = h_{\text{сер}} - i \frac{l}{2} = 1,8 - 0,1 \cdot \frac{12}{2} = 1,2$  м, що більше  $0,4 \cdot h_{\text{сер}} = 0,4 \cdot 1,8 = 0,72$  м, тобто конструктивні вимоги витримані.

Щоб знайти переріз елементів балки, визначимо відстань від опори до перерізу з найбільшим зусиллям в поясах балки за формулою

$$x = [\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma] \cdot l = [\sqrt{0,835 \cdot (1+0,835)} - 0,835] \cdot 12 = 4,83 \text{ м.}$$

$$\text{Тут } \gamma = \frac{h'_{\text{он}}}{i \cdot l} = \frac{1,0}{0,1 \cdot 12} = 0,835,$$

$h'_{\text{он}} = 0,85 \cdot h_{\text{он}} = 0,85 \cdot 1,2 \approx 1,0$  м – відстань між осями поясів на опорі балки.

Розрахунковий згинальний момент у небезпечному перерізі  $x$  буде таким

$$M_x = \frac{q \cdot x(l-x)}{2} = \frac{14,93 \cdot 4,83 \cdot (12 - 4,83)}{2} = 258,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальне розрахункове зусилля у нижньому поясі балки

$$N_{H.П.} = \frac{M_x}{h'_x} = \frac{285,5}{1,458} = 177,3 \text{ кН},$$

де  $h'_x = (h_{on} + ix) - b = (1,2 + 0,1 \cdot 4,83) - 0,225 = 1,458 \text{ м}$  – відстань між осями поясів у небезпечному перерізі  $x$ .

Визначаємо потрібну площу перерізу нижнього поясу балки

$$F_{\sigma p} = \frac{K \cdot N_{H.П.}}{R_p \cdot m_0} = \frac{1,15 \cdot 177,30}{1,0 \cdot 0,8} = 254,9 \text{ см}^2,$$

де  $K = 1,15$  – орієнтовний коефіцієнт, що враховує ослаблення перерізу нижнього поясу балки;  $R_p = 1,0 \text{ кН/см}^2$  – розрахунковий опір деревини сосни на розтяг;  $m_0 = 0,8$  – коефіцієнт, що зменшує розрахунковий опір деревини для ослаблених перерізів.

Призначаємо переріз поясів балки з двох дощок  $225 \times 60 \text{ мм}$  з площею бруто кожного поясу  $F_{\sigma p} = 2 \cdot 22,5 \cdot 6 = 270 \text{ см}^2 > 254,9 \text{ см}^2$ .

Передресну стінку балки складаємо з двох шарів дощок перерізом  $150 \times 30 \text{ мм}$  із загальною товщиною стінки, що дорівнює товщині однієї дошки нижнього поясу. Дощки стінки розміщуємо під кутом  $30^\circ$  до нижнього поясу.

Ребра жорсткості розміщуємо на опорах балки і в прольоті з кроком  $1,5 \text{ м}$  (в місцях опирання прогонів покрівлі) з умовою, щоб цей крок був не більше  $1/8$  прольоту балки.

#### *Розрахунок стику нижнього поясу*

Стик нижнього поясу проектуємо в середині прольота балки. При цьому довжина дощок нижнього поясу буде

$$l_g = \frac{l}{2} + 0,2 = \frac{12}{2} + 0,2 = 6,2 \text{ м} < 6,5 \text{ м},$$

де  $0,2 \text{ м}$  – запас довжини на обпирання балки.

Розрахунковий згинальний момент у середині прольота балки

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{14,93 \cdot 12^2}{8} = 268,74 \text{ кН·м}.$$



Зусилля розтягу у нижньому поясі в місці стику

$$N_p = \frac{M}{h_{сер} - b} = \frac{268,74}{1,8 - 0,225} = 170,63 \text{ кН},$$

де  $b = 0,225$  м – ширина поясних дощок балки.

Стик поясу виконуємо за допомогою двох накладок і однієї прокладки перерізом 225 х 60 мм на сталевих циліндричних нагелях діаметром  $d = 12$  мм.

Несучу здатність одного зріза нагеля знаходимо за формулами

$$T_c = 0,5cd = 0,5 \cdot 6 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН}.$$

$$T_a = 0,8ad = 0,8 \cdot 6 \cdot 1,22 = 5,76 \text{ кН}.$$

$$T_{виз} = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 1,2^2 + 0,02 \cdot 6^2 = 3,312 \text{ кН}.$$

Для подальших розрахунків будемо брати найменшу несучу здатність за вигином нагеля, тобто  $T_{\min} = 3,312$  кН.

Визначаємо необхідну кількість чотиризрізних нагелів з однієї сторони

$$\text{стику } n = \frac{N_p}{4T_{\min}} = \frac{170,63}{4 \cdot 3,312} = 12,88 \text{ шт.}$$

Приймаємо 14 нагелів, з яких 4 стяжних болти.

Нагелі розміщуємо у два поздовжніх ряда з відстанями

$$S_1 = 10 \text{ см} > 7d = 7 \cdot 1,2 = 8,4 \text{ см}.$$

$$S_2 = 8,5 \text{ см} > 3,5d = 3,5 \cdot 1,2 = 4,2 \text{ см}.$$

$$S_3 = 7,0 \text{ см} > 3d = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ см}.$$

Перевірку міцності нижнього поясу балки виконуємо в перерізі по крайньому ряду нагелів на відстані  $x = 5,3$  м від опор та в перерізі з найбільшим зусиллям у нижньому поясі.

Розрахунковий згинальний момент в перерізі по крайньому ряду нагелів, де  $x = 5,3$  м

$$M = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2} = \frac{14,93 \cdot 5,3 \cdot (12 - 5,3)}{2} = 265,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Розрахункове зусилля у цьому перерізі нижнього поясу балки

$$N = \frac{M}{h'} = \frac{265,1}{1,505} = 176,15 \text{ кН},$$

де  $h' = (h_{on} + ix) - b = (1,2 + 0,1 \cdot 5,3) - 0,225 = 1,505 \text{ м}$  – відстань між осями поясів.

Площа перерізу нетто нижнього поясу в місці стику і в місці з найбільшим зусиллям  $N_{Н.П.} = 177,3 \text{ кН}$ :

$$F_{нт} = F_{\delta p} - 2 \cdot 2 \cdot d_{наг} \cdot a = 2 \cdot 22,5 \cdot 6 - 2 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 6 = 241,2 \text{ см}^2.$$

$$F_{нт} = F_{\delta p} - 2 \cdot 3 \cdot d_{цв} \cdot a = 2 \cdot 22,5 \cdot 6 - 2 \cdot 3 \cdot 0,55 \cdot 6 = 250,2 \text{ см}^2,$$

де  $d_{цв} = 0,55 \text{ см}$  – діаметр цвяхів, які розміщуємо по 3 штуки у вертикальному перерізі нижнього поясу.

Перевіряємо міцність нижнього поясу балки на розтяг у згаданих перерізах

$$\sigma = \frac{N}{F_{нт}} = \frac{176,15 \cdot 10}{241,2} = 7,3 \text{ МПа} < 8,0 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_x = \frac{N_{Н.П.}}{F_{нт}} = \frac{177,3 \cdot 10}{250,2} = 7,08 \text{ МПа} < 8,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності виконана.

#### *Перевірка перерізу верхнього поясу*

Переріз верхнього поясу перевіряємо на стійкість з площини балки від найбільшого стискаючого зусилля в поясі на відстані  $x = 4,83 \text{ м}$  від опори

$$N_{с.н.} = \frac{M_x}{h'_x \cdot \cos \alpha} = \frac{258,5}{1,458 \cdot 0,995} = 178,19 \text{ кН},$$

де  $\alpha$  – кут нахилу верхнього поясу до нижнього.

Верхній пояс з двох дощок  $225 \times 60 \text{ мм}$  з зазором  $60 \text{ мм}$ , з'єднаний по довжині цвяхами, розглядаємо як скла-

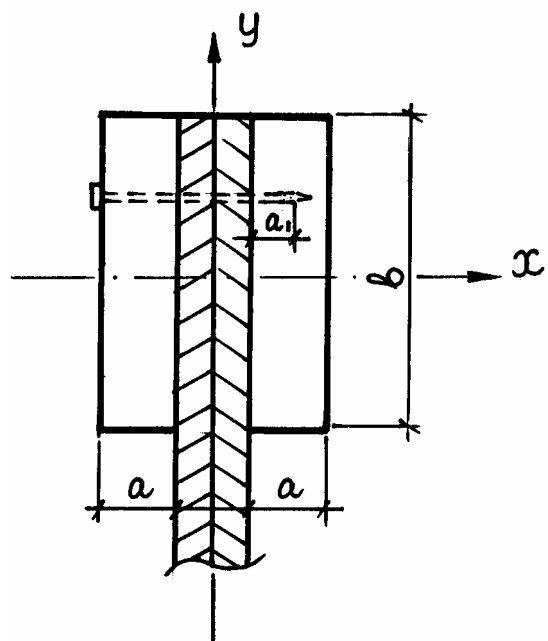


Рис. 13

дений стержень на піддатливих зв'язках.

Момент інерції та радіус інерції поперечного перерізу верхнього поясу (рис. 13) відносно вертикальної осі

$$y: J_y = 2 \cdot \left[ \frac{ba^2}{12} + F_{II} \cdot \left( \frac{a+c}{2} \right)^2 \right] = 2 \cdot \left[ \frac{22,5 \cdot 6^2}{12} + (22,5 \cdot 6) \cdot \left( \frac{6+6}{2} \right)^2 \right] = 10530 \text{ см}^4.$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{2 \cdot F_{II}}} = \sqrt{\frac{10530}{2 \cdot (22,5 \cdot 6)}} = 6,25 \text{ см.}$$

Визначаємо коефіцієнт приведення гнучкості  $\mu_y$  складеного поясу на піддатливих з'єднаннях:

$$\mu_y = \sqrt{1 + K_c \cdot \frac{b \cdot h \cdot n_{ш}}{l_0^2 \cdot n_{зв}}} = \sqrt{1 + 0,331 \cdot \frac{22,5 \cdot 18 \cdot 3}{1,51^2 \cdot 20}} = 3,13,$$

де  $K_c = \frac{1}{10 \cdot d_{цв}^2} = \frac{1}{10 \cdot 0,55^2} = 0,331$  – коефіцієнт піддатливості з'єднань;

$d_{цв} = 0,55$  см – діаметр цвяхів, що скріплюють дошки поясу;

$n_{ш}$  – кількість швів у складеному перерізі;

$n_{зв} = 20$  – орієнтовна кількість зрізів зв'язків в одному шві на 1 м поясу.

Визначаємо приведену гнучкість верхнього поясу за умови, що відстань між рядами поясних цвяхів  $S_1 \leq 7a = 7 \cdot 6 = 42$  см.

$$\lambda_{np} = \mu \cdot \lambda_y = 3,13 \cdot 24,16 = 75,62 > 70.$$

де  $\lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{151}{6,25} = 24,16$ ;  $l_0 = 151$  см – розрахункова довжина верхнього

поясу, що дорівнює відстані між прогонами покрівлі.

Визначаємо коефіцієнт поздовжнього вигину

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda_{np}^2} = \frac{3000}{75,62^2} = 0,524.$$

Перевіряємо стійкість верхнього поясу з площини балки

$$\sigma_y = \frac{N}{\varphi_y \cdot F_{розр}} = \frac{178,19 \cdot 10}{0,524 \cdot 2 \cdot 22,5 \cdot 6} = 12,6 \text{ МПа} < R_c = 14,0 \text{ МПа}$$

(для першого сорту деревини сосни).

#### Розрахунок поясних цвяхів

Дошки поясів з'єднуємо зі стінкою цвяхами діаметром  $d_{цв} = 5,5$  см, довжиною  $l_{цв} = 175$  мм. Розміри цвяхів беремо за умови достатньої довжини защемлення кінця цвяха в непробитій повністю дощці (рис. 13).

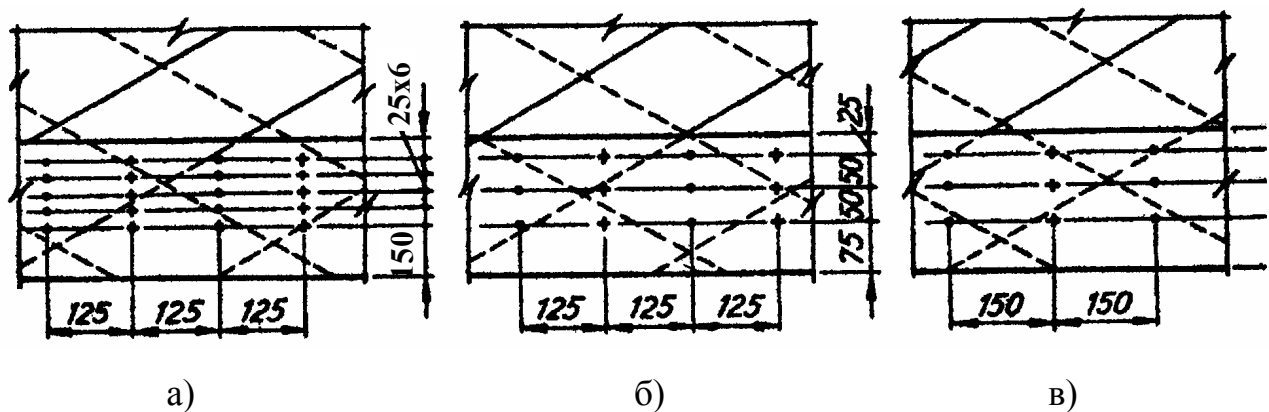


Рис. 14 – Розміщення цвяхів у поясах балки:

а – у 1-й зоні; б – у 2-й зоні; в – у 3-й зоні

$$a_1 = l_{цв} - a - c - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5 \cdot d_{цв} =$$

$$= 17,5 - 6 - 6 - 0,2 \cdot 3 - 1,5 \cdot 0,55 = 4,075 \text{ см} > 4d_{цв} = 4 \cdot 0,55 = 2,2 \text{ см},$$

де  $a$  і  $c$  – товщина поясних дощок та перехресної стінки;  $n_{ш} = 3$  – кількість швів;  $1,5d_{цв}$  – довжина загостреного кінця цвяха.

Визначаємо несучу здатність одного зрізу цвяха з урахуванням коефіцієнта умов роботи  $m = 0,8$  для цвяхів у з'єднаннях з перехресною стінкою: з умови вигина нагеля (цвяха)

$$T_{виг}^{1зріз} = m \cdot (2,5d^2 + 0,01a^2) = 0,8 \cdot (2,5 \cdot 0,55^2 + 0,01 \cdot 6^2) = 0,893 \text{ кН} <$$

$$< 0,8 \cdot 40 \cdot d^2 = 0,8 \cdot 4,0 \cdot 0,55 = 0,968 \text{ кН}.$$

$$T_{виг}^{2зріз} = m \cdot (2,5d^2 + 0,01a_1^2) = 0,8 \cdot (2,5 \cdot 0,55^2 + 0,01 \cdot 4,075^2) = 0,738.$$

З умови зім'яття деревини поясу

$$T_a = m \cdot 0,8 \cdot a \cdot d = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 6,0 \cdot 0,55 = 2,11 \text{ кН} - \text{перший зріз},$$

$$T_{a_1} = m \cdot 0,8 \cdot a_1 \cdot d = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 4,075 \cdot 0,55 = 1,43 \text{ кН} - \text{другий зріз}.$$

З умови зім'яття деревини стінки

$$T_{\text{виг}}^{1\text{зріз}} = T_{\text{виг}}^{2\text{зріз}} = m \cdot 0,5 \cdot c \cdot d = 0,8 \cdot 0,5 \cdot 6,0 \cdot 0,55 = 1,32 \text{ кН}.$$

Звідси маємо найменшу несучу здатність одного двозрізного цвяха

$$T_{\min} = T_{\text{виг}}^{1\text{зріз}} + T_{\text{виг}}^{2\text{зріз}} = 0,893 + 0,738 = 1,631 \text{ кН}.$$

У кожному напіврольоті балки установлюємо по три зони цвяхового забою, уздовж яких цвяхи розміщуємо рівномірно. Перші дві зони від кінців балки приймаємо довжиною по 1,5 м, що дорівнює відстані між ребрами жорсткості, третя зона – це решта довжини балки.

Зусилля зсуву  $T'$  на 1 м балки, яке передається поясом цвяхам, визначаємо за формулою

$$T' = \frac{Q}{h_0} = \frac{M \cdot \operatorname{tg} \alpha}{(h_0)^2} = \frac{Q - N \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h_0},$$

числові значення яких наведені в табл. 2.

Поясні цвяхи у 1-ій та 2-ій зонах цвяхового забою розраховуємо за середніми значеннями  $T'$  для перерізів 1' та 2', а у 3-й зоні – за найбільшим значенням  $T'$  у межах цієї зони (табл. 3).

#### *Перевірка стійкості дощок стінки*

Для забезпечення стійкості стиснутих дощок стінки з площини балки перехресну стінку скріплюємо вертикальними рядами цвяхів  $d_{\text{цв}} = 3,5$  мм та  $l_{\text{цв}} = 80$  мм, які пробивають стінку і загинаються з протилежної сторони. Між усіма ребрами жорсткості забиваємо по одному вертикальному ряду цвяхів за умови, щоб вільна довжина дощок стінки не була більше 30 товщин стінки. При куті нахилу дощок стінки до нижнього поясу балки  $\varphi = 30^\circ$  найбільш можлива відстань між вертикальними рядами цвяхів (рис. 15).

Таблиця 3 – Зусилля зсуву  $T'$  в кН/м

Пере- різ (див. рис. 15)	Відс- тань від опори $x$ , м	$Q = q \left( \frac{l}{2} - x \right)$ , кН	$M = \frac{q \cdot x \cdot (l - x)}{2}$ , кН·м	$h_o = (h_{on} + ix) - b$ , м	$N = \frac{M_x}{h_0}$ , кН	$N \cdot tg \alpha$ , кН	$Q - N \cdot tg \alpha$ , кН	$T' = \frac{Q - N \cdot tg \alpha}{h_0}$ , кН/м
0	0	89,58	0	0,975	0	0	89,58	91,88
1'	0,75	78,38	62,99	1,05	59,99	5,999	72,38	68,93
1	1,5	67,18	117,57	1,125	104,5	10,45	56,73	50,43
2'	2,25	55,99	163,76	1,2	136,47	13,647	42,34	35,28
2	3	44,79	201,55	1,275	158,08	15,808	28,98	22,73
3	4,5	22,39	251,94	1,425	176,8	17,68	4,71	3,31
4	6,0	0	268,74	1,575	170,63	17,063	-17,063	-10,84

Таблиця 4 – Кількість цвяхів та відстані між ними у зонах поясів на половині довжини балки

Зона балки		Зусилля зсуву $T'$ , кН	Необхідна кількість цвяхів $n = \frac{T'}{T_{\min}} \cdot x$	Кількість цвяхів в одному ряді	Прийнято	
номер	довжина, м				поздовжній крок, см	загальна кількість цвяхів
1	1,5	68,93	64	6	12,5	72
2	1,5	35,28	33	3	12,5	36
3	3,0	22,73	42	3	15	60

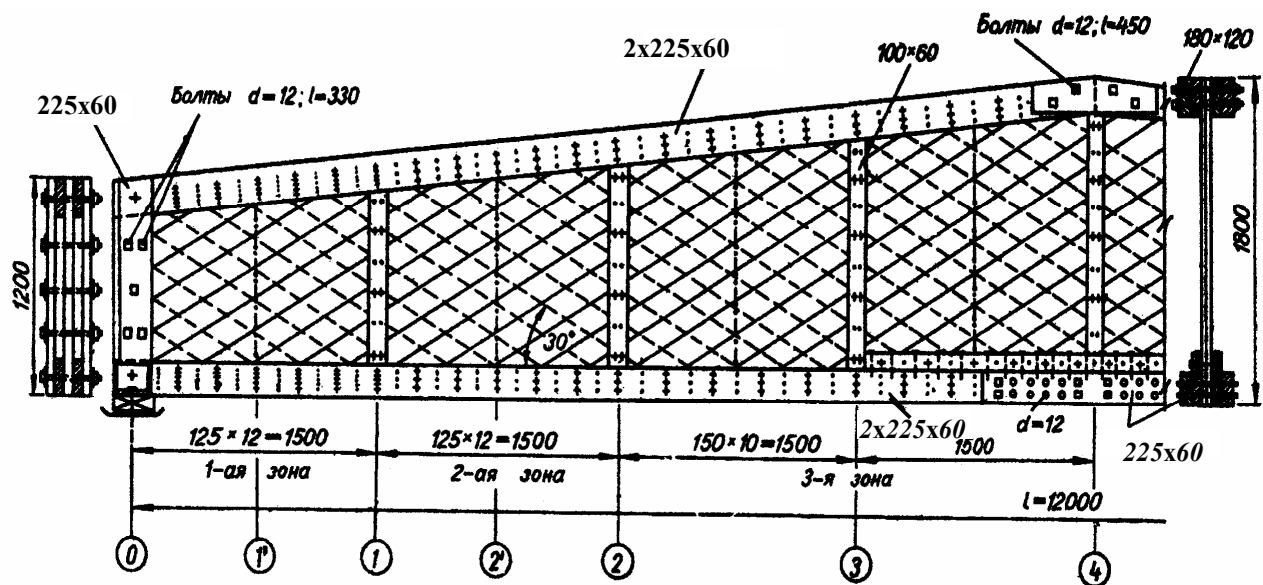


Рис. 15 – Загальний вигляд балки

$$l' = l_1 \cdot \cos \varphi = 30 \cdot c \cdot \cos \varphi = 30 \cdot 3 \cdot 0,867 = 78 \text{ см},$$

що більше прийнятої відстані

$$l' = \frac{d}{2} - b_p = \frac{150}{2} - 10 = 65 \text{ см},$$

де  $d$  – відстань між ребрами жорсткості;  $c$  – товщина однієї дошки стінки;  $b_p$  – ширина ребра жорсткості.

#### *Конструювання опорних і проміжних ребер жорсткості*

Прокладку та накладки опорних ребер жорсткості виконуємо з тих же дощок, що і пояса балки, а проміжні ребра – з дощок удвічі меншої ширини, тобто у нашому випадку приймаємо  $b_p = 10$  см.

Опорна реакція балки  $A = 0,5 \cdot q \cdot l = 0,5 \cdot 14,93 \cdot 12 = 89,58$  кН передається стінці через прокладки опорних ребер, які сприймають напруження зім'яття від поясів балки та через опорні накладки.

Частина опорної реакції, яка сприймається прокладками:

$$A_1 = F_{зім} \cdot R_{зім.90} = 2 \cdot 6 \cdot 22,5 \cdot 0,18 = 48,6 \text{ кН}.$$

Решта опорної реакції  $A_2 = A - A_1 = 89,58 - 48,6 = 40,98$  кН передається на накладки, які кріпляться до стінки через прокладки сімома двозрізними болтами  $d = 12$  мм, загальна несуча здатність яких дорівнює

$$T_3 = 2 \cdot n_\delta \cdot T_{\min} = 2 \cdot 7 \cdot 3,312 = 46,368 \text{ кН} > A_2 = 40,98 \text{ кН}.$$

Потрібна кількість двозрізних цвяхів  $d_{цв} = 5,5$  см та  $l_{цв} = 175$  мм у прокладках опорних ребер для сприйняття усієї опорної реакції балки

$$n_{цв} = \frac{A}{T_{\min}} = \frac{89,58}{1,631} = 54 \text{ шт.}$$

Приймаємо  $n_{цв} = 54$  шт і розміщуємо їх у 9 рядів по 6 цвяхів у кожному ряді з позовжнім кроком  $S_1 = 10$  см. Тут  $T_{\min} = 1,631$  кН – найменша несуча здатність одного двозрізного цвяха.

Проміжні ребра жорсткості кріпимо конструктивно тими ж цвяхами і розміщуємо їх по двом позовжнім рискам з кроком  $S_1 = 173$  см так, щоб на перетині кожної пари дощок стінки розміщувалося по два цвяха.

#### *Розрахунок кріплення надстикових брусків*

Надстикові бруски біля стику нижнього поясу приймаємо перерізом  $100 \times 60$  мм (половина ширини дошки пояса) і довжиною, що дорівнює довжині двох панелей. Бруски кріпимо до дощок поясів та до стінки балки вертикальними і горизонтальними цвяхами тих же розмірів, що і поясні цвяхи.

Цвяхи розраховують на зусилля зсуву, яке визначається за найбільшою поперечною силою на початку стику (при самій невідгідній комбінації навантажень).

Розрахункова поперечна сила від постійного та одностороннього тимчасового навантажень у перерізі на початку стикової накладки нижнього поясу

$$Q = gB \cdot \frac{l_n}{2} + \frac{P_{сн} \cdot B \cdot l}{8} = 0,97 \cdot 6 \cdot \frac{1,6}{2} + \frac{1,52 \cdot 6 \cdot 12}{8} = 18,336 \text{ кН},$$



де  $g = 0,82 + 0,135 \cdot 1,1 = 0,97$  кН/м<sup>2</sup> – постійне навантаження на балку;  
 $B = 6$  м – крок балок;  $P_{сн} = 1,52$  кН/м<sup>2</sup> – тимчасове навантаження;  $l_n = 1,6$  – довжина накладки у стику нижнього поясу.

Розрахунковий згинальний момент у тому ж перерізі

$$M = \left( \frac{g \cdot l}{2} + \frac{P_{сн} \cdot l}{8} \right) \cdot B \cdot l_c - \frac{g \cdot B \cdot l_c^2}{2} =$$

$$= \left( \frac{0,97 \cdot 12}{2} + \frac{1,52 \cdot 12}{8} \right) \cdot 6 \cdot 5,2 - \frac{0,97 \cdot 6 \cdot 5,2^2}{2} = 174,04 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

де  $l_c = 5,2$  м – відстань від опори до початку стикової накладки довжиною 1,6 м.

Визначаємо зусилля зсуву за знайденими значеннями  $Q$  та  $M$  на 1 пог. м довжини балки

$$T' = \frac{Q}{h_o} - \frac{M \cdot \operatorname{tg} \alpha}{h_o^2} = \frac{18,336}{1,495} - \frac{174,04 \cdot 0,1}{1,495^2} = 4,48 \text{ кН/м},$$

де  $h_o = h_{on} + ix_c - b = 1,2 + 0,1 \cdot 5,2 - 0,225 = 1,495$  м – відстань між центрами поясів балки;  $x_c = l_c = 5,2$  м – відстань від опори до початку стикової накладки.

Симетричне завантаження балки дало значення зусилля зсуву  $T' = -10,84$  кН/м (див. табл. 2), яке і буде розрахунковим.

Визначаємо несучу здатність одного зріза вертикальних цвяхів, якими прибивають надстиковий брусок до нижнього поясу балки, для чого спочатку знайдемо розрахункову довжину защемлення кінця цвяха:

$$a_1 = l_{цв} - a - 0,2 \cdot n_{ш} - 1,5 \cdot d_{цв} =$$

$$= 17,5 - 6 - 0,2 \cdot 1 - 1,5 \cdot 0,55 = 6,475 \text{ см},$$

$$T_{виз} = (2,5d^2 + 0,01a^2) = 2,5 \cdot 0,55^2 + 0,01 \cdot 6,475^2 = 1,17 \text{ кН}.$$

Необхідна кількість горизонтальних та вертикальних цвяхів на 1 пог. м надстикового бруска

$$n_z = \frac{10,84}{1,631} = 6,7 \text{ шт.},$$

$$n_b = \frac{10,84}{1,17} = 9,3 \text{ шт.}$$

Горизонтальні цвяхи забиваємо в один ряд з кроком  $S_1 = 10 \text{ см} > 15d_{цв} = 15 \cdot 0,55 = 8,25 \text{ см}$ , а вертикальні цвяхи в обох надстикових брусках забиваємо також в один ряд з тим же кроком у шахматному порядку з горизонтальними цвяхами. Прийнята кількість горизонтальних та вертикальних цвяхів на 1 пог. м надстикового бруска:

$$n_z = \frac{100}{10} \cdot 1 = 10 \text{ шт.} > 6,7 \text{ шт.},$$

$$n_b = \frac{100}{10} \cdot 2 = 20 \text{ шт.} > 9,3 \text{ шт.},$$

де  $S_1 = 10 \text{ см}$  – крок цвяхів; 1 – кількість рядів горизонтальних цвяхів; 2 – кількість рядів вертикальних цвяхів.

#### *Будівельний підйом балки*

При виготовленні балці надаємо будівельний підйом

$$f_{б\gamma\delta} = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ см.}$$

## ДОДАТКИ

### Додаток 1

#### **ПРОЕКТУВАННЯ ТРИШАРНІРНОЇ ТРИКУТНОЇ АРКИ З КЛЕЄНИХ БЛОКІВ**

*Вихідні дані:* Прольот арки  $l = 14$  м; крок арок  $B = 3,9$  м; стріла підйому арки  $f = \frac{1}{4}l = 3,5$  м; район будівництва – III сніговий район; покрівля холодна рулонна по дощатому настилу і спареним нерозрізним прогонам з відстанню між ними 1,31 м; матеріал – сухі соснові дошки 1-го сорту; навантаження на балку з урахуванням власної ваги настилу, прогонів та ваги снігу  $g^H = 1,305 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ ;  $g = 1,95 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ .

*Розв'язання:* Знаходимо нормативну власну вагу арки:

$$g_{\text{вл.в.}}^H = \frac{g^H}{\frac{1000}{K_{\text{вл.в.}} \cdot l} - 1} = \frac{1,305}{\frac{1000}{5 \cdot 14} - 1} = 0,098 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

де  $K_{\text{вл.в.}} = 5$  – коефіцієнт власної ваги арки.

Визначаємо нормативне й розрахункове навантаження на 1 пог.м. арки

$$q^H = (g^H + g_{\text{вл.в.}}^H) \cdot B = (1,305 + 0,098) \cdot 3,9 = 5,48 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

$$q = (g + g_{\text{вл.в.}}^H \cdot \gamma_f) B = (1,95 + 0,098 \cdot 1,1) \cdot 3,9 = 8,02 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

де  $\gamma_f = 1,1$  – коефіцієнт безпеки з навантаження.

Визначимо довжину кожної напіварки по осям згідно розрахункової схеми (рис. 16).

Розрахункові зусилля в арці знаходимо при повному її завантаженні розрахунковим навантаженням.

Опорні реакції

$$A = B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8,02 \cdot 14}{2} = 56,14 \text{ кН.}$$

Зусилля у зтяжці

$$H = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{8,02 \cdot 14^2}{8 \cdot 3,5} = 56,14 \text{ кН.}$$

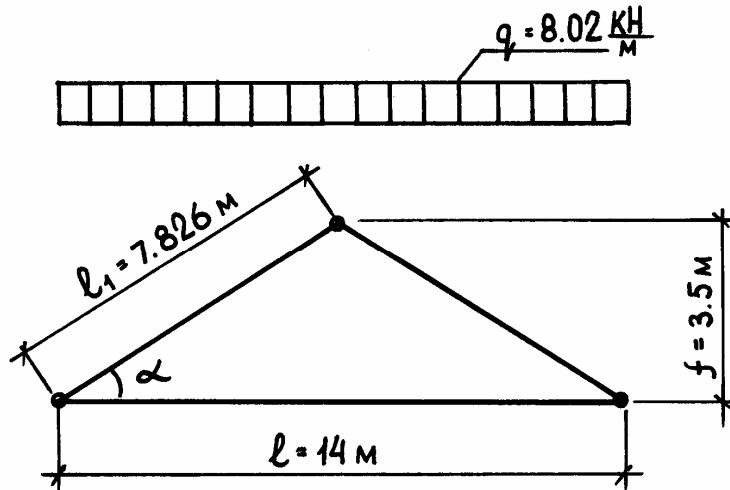


Рис. 16

$$l_1 = \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + f^2} = \sqrt{7^2 + 3,5^2} = 7,826 \text{ м.}$$

Згинальний моменту в середині напіварки

$$M_0 = \frac{q \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{8,02 \cdot 7^2}{8} = 49,13 \text{ кН·м.}$$

Нормальна сила в тому ж перерізі

$$N = Q_0 \cdot \sin \alpha + H \cdot \cos \alpha = 28,07 \cdot 0,447 + 56,14 \cdot 0,8944 = 62,76 \text{ кН,}$$

$$\text{де } Q_0 = \frac{q \cdot l}{2} - \frac{q \cdot l}{4} = \frac{q \cdot l}{4} = \frac{8,02 \cdot 14}{4} = 28,07 \text{ кН —}$$

поперечна сила в середині лівої напіварки;

$$\sin \alpha = \frac{3,5}{7,826} = 0,447; \quad \cos \alpha = \frac{7,0}{7,826} = 0,8944;$$

$\alpha = 26^{\circ}30'$  — кут нахилу напіварки до горизонту.

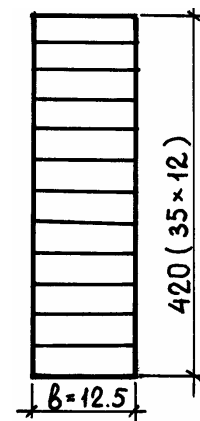


Рис. 17

Переріз арки приймаємо прямокутним з дощок після стругання 35 х 125 мм загальним перерізом  $b \times h = 12,5 \times 42,0$  см (12 дощок х 35 = 420 мм) (рис. 17).

Визначаємо мінімальну ширину опорної підкладки  $c$  з умови її зім'яття поперек волокон опорною реакцією:

$$F_{зім}^c = c \cdot b = \frac{A}{R_{зім.90}} = \frac{56,14}{0,3} = 187,2 \text{ см}^2,$$

де  $R_{зім.90} = 0,3$  кН/см<sup>2</sup> – розрахунковий опір деревини зім'яттю поперек волокон.

Звідси матимемо

$$c = \frac{F_{зім}}{b} = \frac{187,2}{12,5} = 14,98 \text{ см.}$$

Приймаємо  $c = 20$  см (рис. 18).

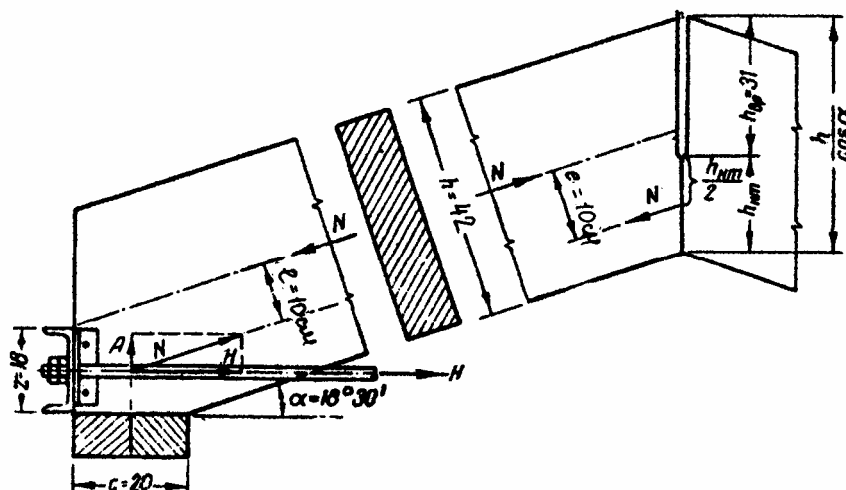


Рис. 18

Визначаємо мінімальну висоту опорної шайби  $z$  з умови зім'яття нею арки під кутом  $\alpha = 26^{\circ}30'$ .

$$F_{зім}^c = z \cdot b = \frac{H}{R_{зім.\alpha}} = \frac{56,14}{1,105} = 50,8 \text{ см}^2,$$

$$\text{де } R_{зім.\alpha} = \frac{F_{зім}}{1 + \left( \frac{R_{зім}}{R_{зім.\alpha}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{1,5}{1 + \left( \frac{1,5}{0,3} - 1 \right) \cdot 0,447^3} = 1,105 \text{ кН/см}^2 -$$

розрахунковий опір деревини зім'яттю під кутом  $\alpha = 26^0 30'$ .

Звідси матимемо

$$z = \frac{F_{зім}^z}{b} = \frac{50,8}{12,5} = 4,07 \text{ см.}$$

Приймаємо опорну шайбу з швелера № 18 висотою  $z = 18 \text{ см.}$

Для зменшення розрахункового згинального момента опорний та гребеневий вузли конструємо так, щоб поздовжня (стискаюча) сила була прикладена с ексцентриситетом  $e = 10 \text{ см}$  відносно осі арки ( $e = 10 \text{ см} < \frac{1}{4}h = 10,5 \text{ см}$ ), що дає розвантажуючий згинальний момент від поздовжньої сили

$$M_N = N \cdot e = 62,76 \cdot 10 = 627,6 \text{ кН}\cdot\text{см},$$

і розрахунковий згинальний момент у середині напіварки

$$M_{розр} = M_0 - N \cdot e = 4913 - 627,6 = 4285,4 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Визначимо площу поперечного перерізу та момент опору прийнятого перерізу арки.

$$F = b \cdot h = 12,5 \cdot 42 = 525 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{12,5 \cdot 42^2}{6} = 3675 \text{ см}^3.$$

Гнучкість напіварки в площині вигину

$$\lambda_x = \frac{l_1}{r_x} = \frac{782,6}{0,29 \cdot 42} = 64,3 < 70.$$

Цьому значенню гнучкості відповідає коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi_x$ .

$$\varphi_x = 1 - 0,8 \cdot \left( \frac{\lambda_x}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left( \frac{64,3}{100} \right)^2 = 0,669.$$

Визначимо також  $\xi$  – коефіцієнт, що враховує збільшення згинального момента від дії стискаючої поздовжньої сили  $N$ .

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_x \cdot F_{\delta p} \cdot R_c} = 1 - \frac{62,76}{0,669 \cdot 525 \cdot 1,50} = 0,881,$$

де  $R_c = 1,5$  кН/см<sup>2</sup> – розрахунковий опір деревини стиску.

Міцність прийнятого перерізу арки перевіряємо за формулою

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{F} + \frac{M_{\text{розр}}}{\xi \cdot W} = \frac{62,76}{525} + \frac{4285,4}{0,881 \cdot 3675} = \\ &= 1,443 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{виг}} = 1,50 \text{ кН/см}^2,\end{aligned}$$

тобто умова міцності за нормальними напруженнями виконана.

#### *Перевірка жорсткості прийнятого перерізу арки*

Нехтуючи незначною деформацією стержня арки від дії стискаючого зусилля, розглядаємо кожну напіварку як балку на двох опорах, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням і двома розвантажуючими згинальними моментами, що діють на кінцях напіварки.

Розрахунковий відносний прогин у середині напіварки знаходимо як алгебраїчну суму прогинів від цих двох видів навантажень:

$$\begin{aligned}\frac{f}{l_1} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot (0,5l)^3}{E \cdot J \cdot \cos \alpha} - \frac{2 \cdot M_N^H \cdot (0,5l)}{16 \cdot E \cdot J \cdot \cos \alpha} = \\ &= \frac{0,5l}{8 \cdot E \cdot J \cdot \cos \alpha} \left[ \frac{5 \cdot q^H \cdot (0,5l)^2}{48} - M_N^H \right] = \\ &= \frac{700}{8 \cdot 10^3 \cdot 77175 \cdot 0,8944} \cdot \left[ \frac{5 \cdot 5,48 \cdot 10^{-2} \cdot 700^2}{48} - 428,83 \right] = \\ &= \frac{1}{333} < \frac{1}{200}, \text{ тобто умова за жорсткістю виконана.}\end{aligned}$$

У цих обчисленнях використані такі параметри:  $E = 10^3$  кН/см<sup>2</sup> – модуль пружності деревини;  $J = \frac{bh^3}{12} = \frac{12,5 \cdot 42^3}{12}$  – момент інерції поперечного перерізу арки;  $M_N^H = M_N \cdot \frac{q^H}{q} = 627,6 \cdot \frac{5,48}{8,02} = 428,83$  кН·см – нормативний розвантажуючий згинальний момент від дії поздовжньої сили.

## Розрахунок затяжки

Приймаючи затяжку у вигляді одиночного тяжа круглого перерізу із сталі марки В Ст.3 ПС, визначимо необхідний її діаметр з умови роботи затяжки на розтяг:

$$F = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{H}{R_p}.$$

$$\text{Звідси } d = \sqrt{\frac{4 \cdot H}{\pi \cdot R_p}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 56,14}{31,4 \cdot 21}} = 1,85 \text{ см},$$

де  $R_p = 21 \text{ кН/см}^2$  – розрахунковий опір сталі на розтяг.

Збільшуючи до розміру, який є в сортаменті, приймаємо  $d = 2,0$  см.

В опорних вузлах через петлевидні кінці затяжка кріпиться до хомутів з нарізкою з тієї ж сталі (рис. 19).

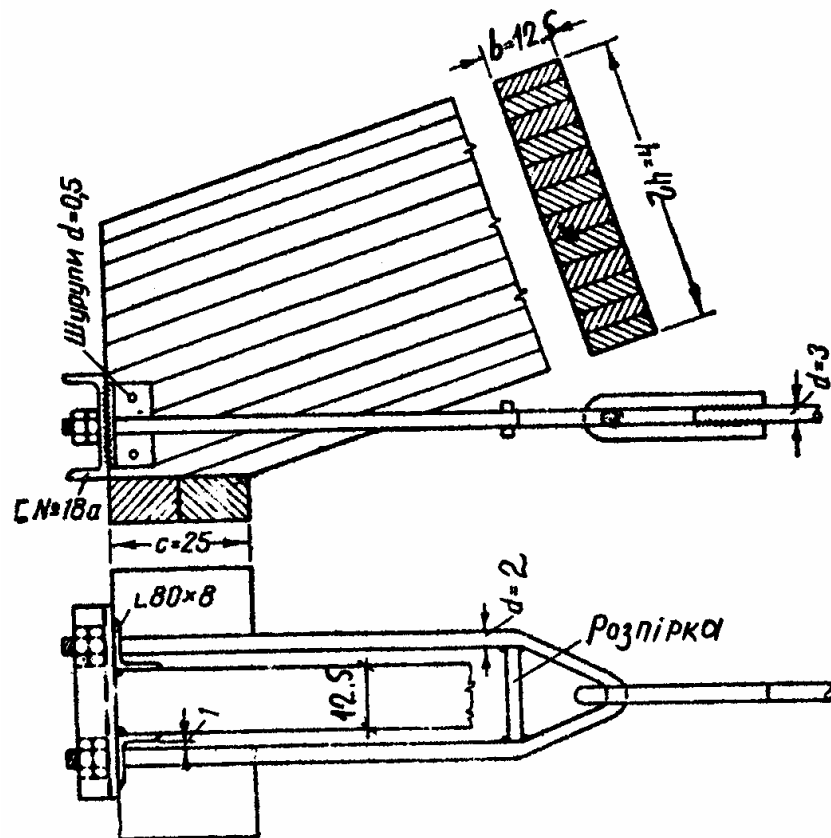


Рис. 19

Визначаємо мінімальний діаметр хомутив  $d_0$  у нарізці:



$$F_{HT} = \frac{\pi d_0^2}{4} = \frac{H/2}{m \cdot R_p}.$$

Звідси

$$d_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot H}{\pi \cdot m \cdot R_p}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 56,14}{31,4 \cdot 0,68 \cdot 21,0}} = 1,58 \text{ см},$$

де  $m = 0,8 \cdot 0,85 = 0,68$  – коефіцієнт умов роботи для стержнів з нарізкою.

Збільшуючи до розміру, який є у сортаменті, маємо  $d_0 = 1,675$  см. Цьому діаметру відповідає зовнішній діаметр хомутів  $d = 2$  см.

Конструкція кріплення хомутів до швелера в опорному вузлі наведена на рис. 44.

Перевіряємо прийнятий номер швелера на вигин. Для жорсткості до швелера № 18 приварені два рівнобоких кутники 80 х 8; при цьому розрахунковий прольот швелера буде таким (рис. 20)

$$l = b + 2\delta + 2 \cdot 1 + d = 12,5 + 2 \cdot 0,8 + 2 + 2 = 18,1 \text{ см}.$$

Враховуючи можливі зазори, приймаємо  $l = 19$  см.

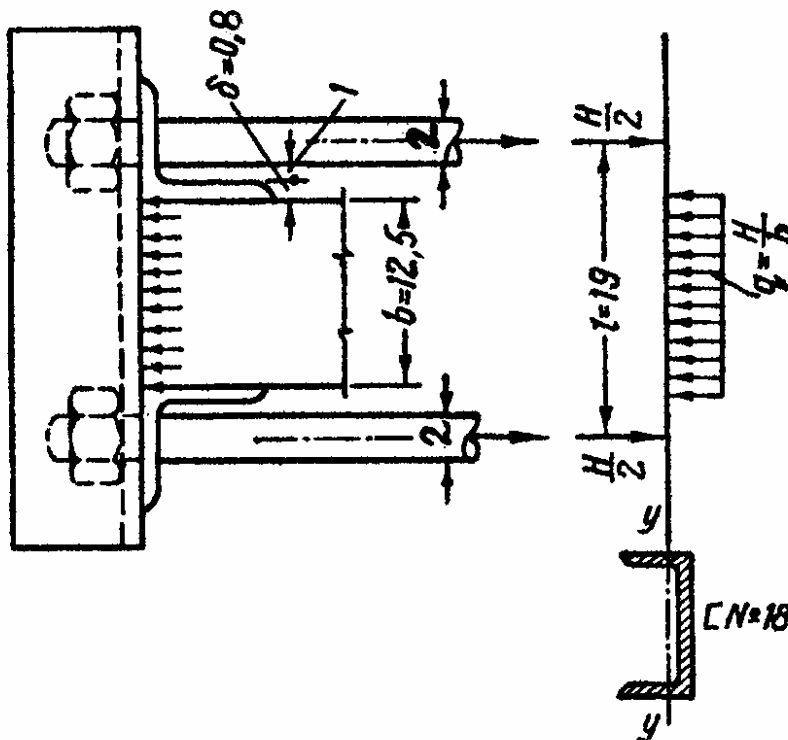


Рис. 20

Розрахунковий згинальний момент, який діє на швелер

$$M_{\max} = \frac{H}{4} \cdot \left( l - \frac{b}{2} \right) = \frac{56,14}{4} \cdot \left( 19 - \frac{12,5}{2} \right) = 178,95 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Момент опору перерізу прийнятого швелера відносно осі  $y - y$  згідно із сортаментом буде  $W_y = 17 \text{ см}^3$ .

Напруження вигину швелера

$$\sigma_{\text{виг}} = \frac{M_{\max}}{W_y} = \frac{178,95}{17} = 10,53 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{виг}} = 21 \text{ кН/см}^2,$$

тобто умова міцності швелера на вигин виконана.

*Розрахунок стику затяжки в середині прольоту арки*

Середній нижній вузол арки являє собою стик двох сталевих тяжів, які мають петлевидні кінці, з'єднані валиками, що проходять через дві сталеві планки товщиною по 10 мм (рис. 21).

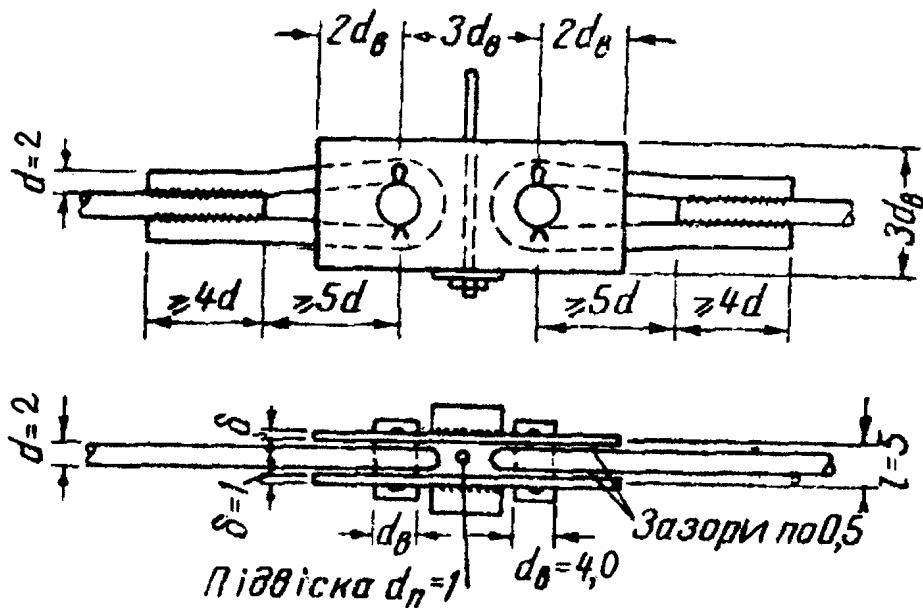


Рис. 21

Приймаючи діаметр валика  $d_\theta = 4 \text{ см}$ , який більше  $1,5d_{\text{зат}} = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ см}$  та його розрахункову довжину як балки на двох опорах (планках)  $l = 5 \text{ см}$ , перевіряємо валик на вигин.

Розрахунковий згинальний момент

$$M = \frac{H \cdot l}{4} = \frac{56,14 \cdot 5}{4} = 70,2 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент опору перерізу валика

$$W = 0,1 \cdot d_g^3 = 0,1 \cdot 4^3 = 6,4 \text{ см}^3.$$

Напруження вигину валика

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{70,2}{6,4} = 10,97 \text{ кН/см}^2 < R_g = 21 \text{ кН/см}^2.$$

Необхідну товщину сталевих планок визначаємо з умови зім'яття їх валиком

$$F_{зім} = 2 \cdot \delta_{пл} \cdot d_g = \frac{H}{m \cdot R_{зім}}.$$

Звідки

$$\delta_{пл} = \frac{H}{2 \cdot m \cdot R_{зім} \cdot d_g} = \frac{56,14}{2 \cdot 0,85 \cdot 26 \cdot 4} = 0,32 \text{ см},$$

де  $R_{зім} = 26 \text{ кН/см}^2$  – розрахунковий опір зім'яттю сталі марки В ст. 3;  
 $m = 0,85$  – коефіцієнт, що ураховує нерівномірність розподілу зусиль між планками.

Приймаємо товщину планок  $\delta_{пл} = 1,0 \text{ см}$ .

Ширину сталевих планок беремо з умови розміщення отворів для валиків

$$h_{пл} > 2S = 2 \cdot 1,5d_g = 2 \cdot 1,5 \cdot 4 = 12 \text{ см}.$$

Приймаємо  $h_{пл} = 15 \text{ см}$ .

Перевіряємо міцність планок на розтяг

$$\sigma = \frac{H}{2 \cdot F_{HT}^{пл}} = \frac{56,14}{2 \cdot 1 \cdot (15 - 5)} = 2,81 \text{ кН/см}^2 < mR_p = 0,85 \cdot 21,0 = 17,85 \text{ кН/см}^2.$$

Міцність планок достатня.

Визначимо довжину планки з урахуванням норм розміщення валиків і конструктивного рішення вузла

$$l_{пл} = 5d_b + 2d_3 + d_n + 2,4 = 5 \cdot 4 + 2 \cdot 2 + 1,2 + 2,4 = 27,6 \text{ см},$$

де  $d_n = 1,2$  см – діаметр підвіски; 2,4 – допуск на зазори між підвіскою і петлевидними кінцями зтяжки.

Приймаємо  $l_{nl} = 30$  см.

Конструкцію петлевидних кінців зтяжки виконуємо, як показано на рис. 22. При цьому довжину зварних швів приймаємо

$$l_{ш} = 10 \text{ см} > 4d_3 = 4 \cdot 2 = 8 \text{ см.}$$

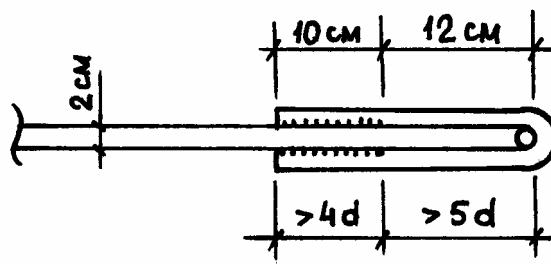


Рис. 22

### Конструювання гребеневого вузла

Гребневий вузол виконуємо з вирізом так, щоб ексцентриситет  $e$  дорівнював 10 см.

Для з'єднання двох напіварок у гребневому вузлі передбачаємо постановку двох накладок перерізом 7,5 х 17,5 см на чотирьох болтах (рис. 23).

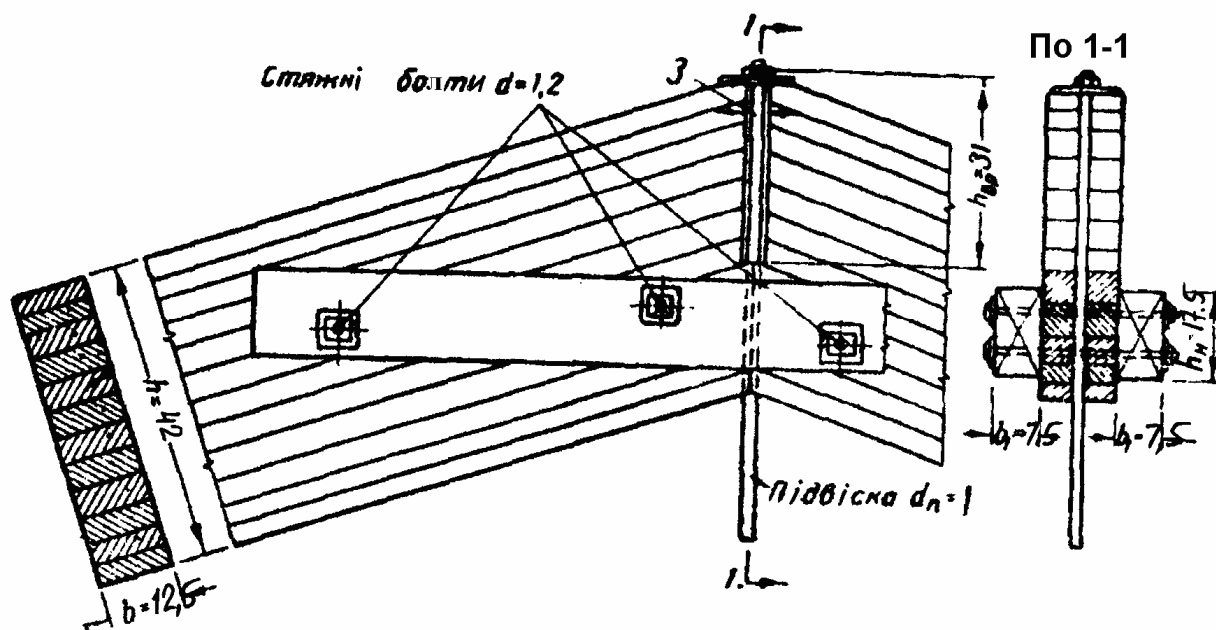


Рис. 23

## ПРОЕКТУВАННЯ КЛЕЄФАНЕРНОЇ ПАНЕЛІ ПОКРИТТЯ

*Вихідні дані:* Матеріал обшивок панелі (рис. 24) водостійка березова фанера марки ФСФ сорту В/ВВ, матеріал каркаса - дошки з деревини сосни 2-го сорту. Крок несучих конструкцій  $B = 6$  м. Місце будівництва – III сніговий район, де  $P_{сн}^H = 1,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ . Покрівля тепла, рулонна.

*Розв'язання:* Ширину панелі беремо рівною 1,5 м, що відповідає нормальній ширині листа фанери – 1525 мм. Довжину панелі приймаємо рівною 598 см з урахуванням зазору на неточність виготовлення.

Для обшивок панелі використовуємо семишарову фанеру  $\delta_\phi = 8$  мм.

Висоту поздовжніх ребер приймаємо з дощок шириною 150 мм, що після острожки ребер дає  $h_p = 150 - 2 \cdot 3 = 144$  мм. Загальна висота панелі виходить рівною  $h = h_p + 2\delta_\phi = 14,4 + 2 \cdot 0,8 = 16$  см, що відповідає конструктивній вимозі  $h = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{40} \right) l$ .

Ширину поздовжніх ребер (товщину дощок) беремо рівною 40 мм. Пласти середніх ребер не стругаємо, а зовнішні пласти крайніх ребер стругаємо на 2 мм для приклейки до них додаткових брусків (див. рис. 24), що забезпечують спільну роботу суміжних панелей. Поперечні ребра влаштовуємо тільки в торцях панелі у вигляді вкладишів.

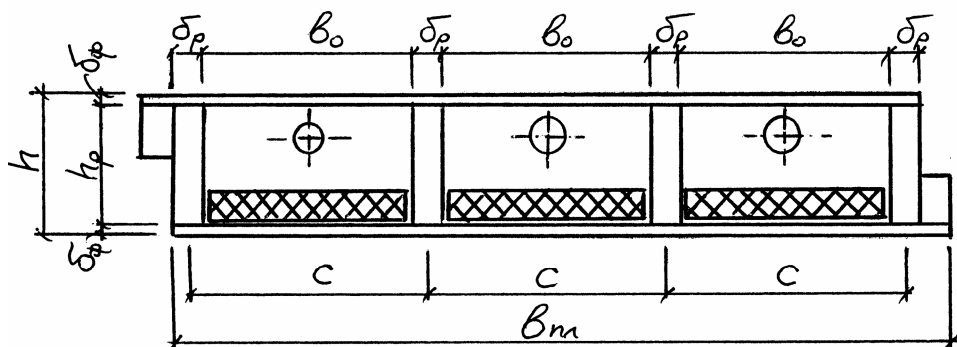


Рис. 24 – Клеєфанерна панель

Приймаємо панель, що складається з п'яти поздовжніх ребер з відстанню між ребрами у світлі  $b_0 = 31,6$  см, в осях  $c = 35,6$  см.

Утеплювач – плитковий полістирольний пінопласт товщиною 50 мм, об'ємною вагою  $0,40 \text{ кН/м}^3$  приклеюємо до нижньої обшивки панелі на шарі полістирольної фарби, що одночасно виконує роль пароізоляції.

Обчислюємо навантаження, яке приходить на 1 пог. м довжини панелі:

№ п/п	Найменування елементів панелі і навантажень	Нормативне навантаження, $q^n, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$	Коефіцієнт безпеки за навантаженням $\gamma_f$	Розрахункове навантаження $q, \frac{\text{кН}}{\text{м}}$
1	Руберойд три шари $0,10 \cdot 1,5$	0,15	1,2	0,18
2	Фанерні обшивки $2 \cdot 0,008 \cdot 6,5 \cdot 1,5$	0,156	1,1	0,172
3	Ребра каркаса $5 \cdot 0,04 \cdot 0,144 \cdot 5,0$	0,144	1,1	0,158
4	Утеплювач $0,05 \cdot 0,4 \cdot (1,5 - 5 \cdot 0,04)$	0,026	1,2	0,031
5	Пароізоляція - шар фарби $0,01 \cdot (1,5 - 5 \cdot 0,04)$	0,013	1,2	0,016
6	Снігове навантаження $1,00 \cdot 1,5$	1,5	1,6	2,40
	Разом:	1,989		2,957

Перевіряємо правильність призначення кількості поздовжніх ребер (рис. 25):

$$c \leq 13,33 R_{в.ф.} \cdot \delta_{\phi}^2.$$

При компоновці поперечного перерізу панелі, що розраховується,  $c$  – відстань в осях між поздовжніми ребрами прийнята рівною 35,6 см, тому

$$c = 35,6 \leq 13,33 \cdot 6,5 \cdot 0,8^2 = 55,4 \text{ см},$$

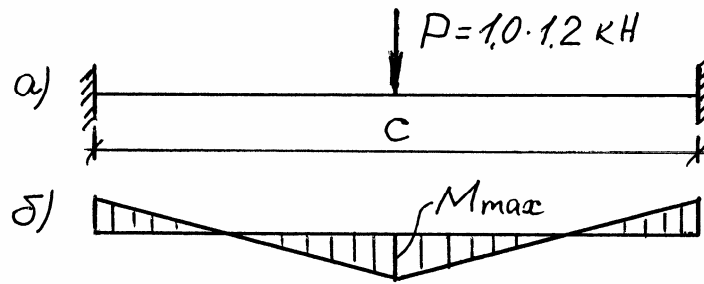


Рис. 25 – До розрахунку верхньої обшивки клеєфанерної панелі:

а – розрахункова схема; б – епюра згинальних моментів

тобто умову перевірки вигинних напружень фанерної обшивки поперек волокон задоволено.

Знаходимо  $b_{np}$  – приведену ширину перерізу панелі, що враховує нерівномірність розподілу нормальних напружень в обшивках панелі:

$$b_{np} = 0,9b_0 = 0,9(31,6 \cdot 4 + 4,0 \cdot 3) = 125 \text{ см},$$

де  $b_0$  – відстань у світлі між крайніми поздовжніми ребрами.

Розрахунковий проліт панелі знаходимо за її геометричною довжиною, зменшеною на 1%:

$$l_0 = 0,99 \cdot 598 = 592 \text{ см}.$$

Визначемо приведенний до фанери момент інерції перерізу панелі:

$$J_{np.\phi} = J_{\phi} + J_{\partial} \frac{E_{\partial}}{E_{\phi}} = \frac{125(16^3 - 14,4^3)}{12} + \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4)14,4^3}{12} \cdot \frac{100000}{90000} = 16980 \text{ см}^4.$$

Приведений до фанери момент опору:

$$W_{np.\phi} = \frac{J_{np.\phi}}{0,5h} = \frac{16980}{0,5 \cdot 16} = 2120 \text{ см}^3.$$

Знайдемо згинальний момент, що діє на панель:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,957 \cdot 5,92^2}{8} = 12,954 \text{ кН·м}.$$

Перевіримо нормальні напруження верхньої стиснутої обшивки з урахуванням її стійкості, для чого спочатку визначимо  $\varphi_{\phi}$  – коефіцієнт поздовжнього вигину фанери:

$$\frac{c}{\delta_{\phi}} = \frac{35,6}{0,8} = 44,5 < 50 \quad \varphi_{\phi} = 1 - \frac{(44,5)^2}{5000} = 0,603.$$

$$\sigma_c = \frac{12,954 \cdot 10^2 \cdot 10}{2120 \cdot 0,603} = 10,133 \text{ МПа} \leq R_{\phi.c} = 12,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності задоволена.

Перевіримо нормальні напруження нижньої розтягнутої обшивки з урахуванням її ослаблення стиком «на вус»:

$$\sigma_p = \frac{12,954 \cdot 10^3}{2120 \cdot 0,6} = 10,184 \text{ МПа} \leq R_{\phi.p} = 14,0 \text{ МПа},$$

тобто умова міцності задоволена.

Перевіряємо надійність опору сколюванню по клейовому шві між шпонами фанери в місці сполучення обшивок з ребрами, для чого визначимо:

величину поперечної сили на опорі

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2,957 \cdot 5,92}{2} = 8,75 \text{ кН};$$

статичний момент обшивки щодо осі панелі

$$S_{\phi} = F_{np} (0,5h - 0,5\delta_{\phi}) = (125 \cdot 0,8)(0,15 \cdot 16 - 0,5 \cdot 0,8) = 800 \text{ см}^3;$$

сумарну ширину поздовжніх ребер

$$\sum \delta_p = 2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4,0 = 19,6 \text{ см}.$$

Отримані значення підставимо

$$\tau_{\phi} = \frac{8,75 \cdot 10 \cdot 800}{16980 \cdot 19,6} = 0,211 \text{ МПа} \leq R_{\phi.ck} = 0,8 \text{ МПа},$$

тобто надійність опору сколюванню забезпечена.

Перевіряємо дотичні напруження за сколюванням поздовжніх ребер, для чого спочатку визначимо: приведений до деревини статичний момент половини перерізу панелі щодо нейтральної осі

$$S_{np.o} = S_o + S_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_o} = (3 \cdot 4,0 + 2 \cdot 3,8) 7,2 \cdot 3,6 + (125 \cdot 0,8)(0,5 \cdot 16 + 0,5 \cdot 0,8) \times \\ \times \frac{90000}{100000} = 1228 \text{ см}^3;$$



момент інерції перерізу панелі, приведений до деревини,

$$J_{np.\partial} = J_{\partial} + J_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\partial}} = \frac{(2 \cdot 3,8 + 3 \cdot 4) \cdot 14,4^3}{12} + \frac{125 \cdot (16^3 - 14,4^3)}{12} \cdot 0,9 = 15283 \text{ см}^4.$$

Маємо

$$\tau = \frac{8,75 \cdot 10 \cdot 1228}{15283 \cdot 19,6} = 0,36 \text{ МПа} \leq R_{\partial.ск} = 1,6 \text{ МПа},$$

тобто умову міцності за сколюванням деревини задоволено.

Перевіряємо прийнятий переріз панелі на жорсткість

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E_{\phi} \cdot J_{np.\phi}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,989 \cdot 10^{-2} \cdot 592^3}{900 \cdot 16980} = \frac{1}{284} < \frac{1}{250},$$

тобто вимогу за жорсткістю панелі задоволено.

## РОЗРАХУНОК СКЛАДЕНИХ СТЕРЖНІВ НА ПІДДАТЛИВИХ ЗВ'ЯЗКАХ НА ПОЗДОВЖНІЙ ВИГИН

**Вихідні дані:** Знайти необхідну кількість зв'язків (цвяхів) для центрально стиснутого стержня шарнірно обпертого по кінцям. Переріз стержня – три дошки 5х20 см, з деревини сосни 1 сорту, довжина стержня  $l = 3$  м, стискаюча сила від постійного та тимчасового навантаження  $N = 110,00$  кН. В якості зв'язків прийнято цвяхи  $l_{цв} = 150$  мм,  $d_{цв} = 5$  мм.

**Розв'язання:** Зважаючи на те, що гнучкість стержня відносно осі  $x - x$  буде меншою, ніж гнучкість відносно осі  $y - y$ , розрахунок будемо проводити тільки відносно осі  $y - y$  (рис. 26).

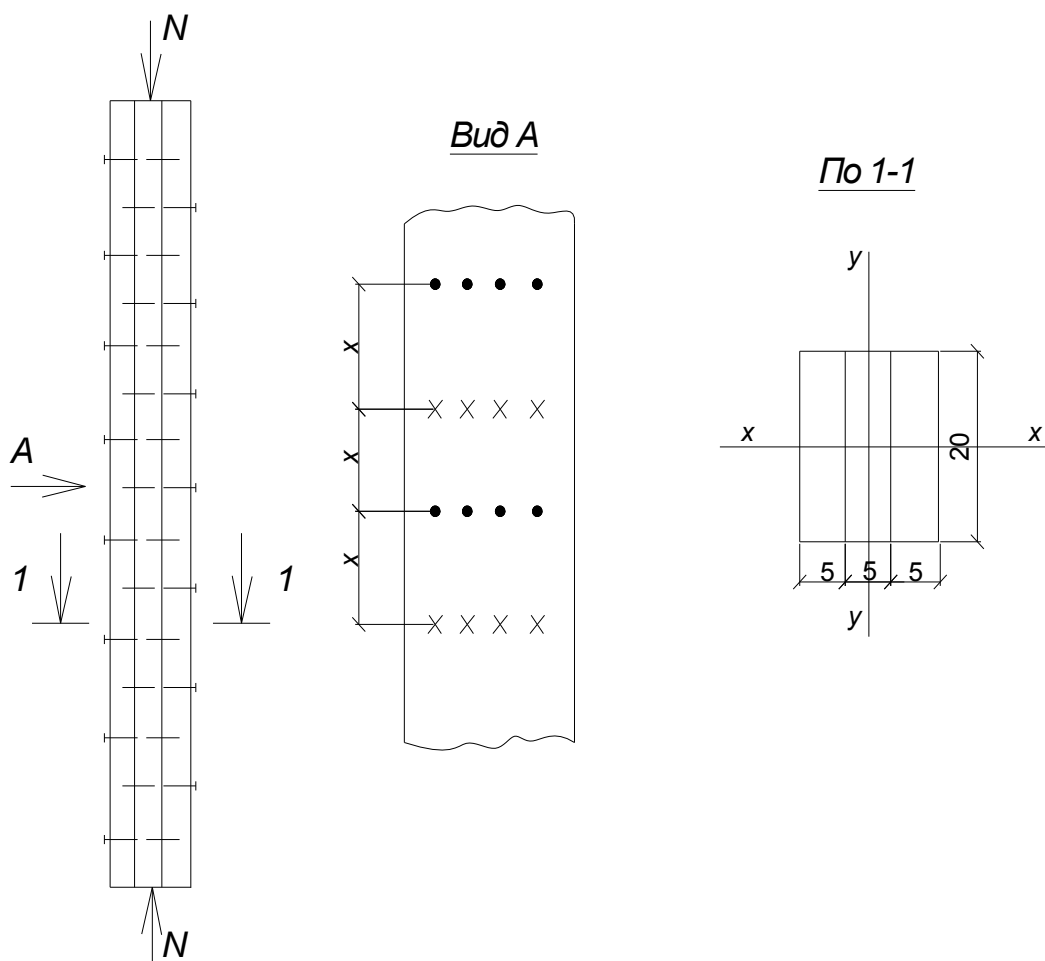


Рис. 26

Перевірку міцності центрально стиснутих стержнів виконують за формулою  $\sigma = \frac{N}{\varphi F} \leq R_c$ . Звідси маємо

$$\varphi = \frac{N}{F \cdot R_c} = \frac{110}{3 \cdot 5 \cdot 20 \cdot 1,5} = 0,244,$$

де  $F = 3 \cdot 5 \cdot 20$  – площа перерізу складеного стержня;  $R_c = 1,5$  кН/см<sup>2</sup> – розрахунковий опір стисканню деревини сосни 1 сорту;  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього вигину, який залежить від гнучкості піддатливого стержня

$\lambda_{II} = \mu \cdot \lambda_{суц.}$ ;  $\lambda_{суц.} = \frac{l_0}{r_y} = \frac{300}{0,289 \cdot 15} = 69,2$  – гнучкість суцільного стержня;

$l_0 = 300$  см – довжина стержня;  $r_y = 0,289$  – радіус інерції поперечного

перерізу стержня;  $\mu = \sqrt{1 + K_3 \cdot \frac{bh \cdot n_{ш}}{l_0^2 \cdot n_3}}$  – коефіцієнт приведення гнучкості, де

$K_3 = \frac{1}{10d_{ув}^2} = \frac{1}{10 \cdot 0,5^2} = 0,4$  – коефіцієнт піддатливості з'єднань;

$b = 3 \cdot 5 = 15$  см та  $h = 20$  см – ширина та висота поперечного перерізу стержня;  $n_{ш} = 2$  – розрахункова кількість швів в стержні, де можливий взаємний зсув елементів;  $l_0 = 3$  м – розрахункова довжина стержня, приймається в м;  $n_3$  – розрахункова кількість зв'язків (цвяхів) на 1 пог. м стержня.

Визначимо гнучкість піддатливого стержня  $\lambda_{II}$  з залежності  $\varphi = \frac{3000}{\lambda_{II}^2}$ .

$$\lambda_{II} = \sqrt{\frac{3000}{\varphi}} = \sqrt{\frac{3000}{0,244}} = 111.$$

З залежності  $\lambda_{II} = \mu \cdot \lambda_y$  знаходимо  $\mu$

$$\mu = \frac{\lambda_{II}}{\lambda_y} = \frac{111}{69,2} = 1,6.$$

З виразу для  $\mu$  знаходимо  $n_c$  – кількість цвяхів на 1 пог. м стержня

$$n_c = \frac{K_c \cdot b \cdot h \cdot n_{ш}}{l_0^2 \cdot (\mu^2 - 1)} = \frac{0,4 \cdot 15 \cdot 20 \cdot 2}{3^2 \cdot (1,6^2 - 1)} = 17,1 \text{ шт./м.}$$

Якщо ставити по 4 цвяхи у ряду, то відстань між рядами цвяхів  $x$  буде такою:

$$x = \frac{100 \cdot 4}{17,1} = 23,4 \text{ см.}$$

Приймаємо  $x = 20$  см, тобто будемо мати запас міцності, а реальна кількість цвяхів буде такою

$$n_c = \frac{100 \cdot 4}{20} = 20 \text{ шт. / м} > 17,1 \text{ шт. / м,}$$

тобто на всю довжину стержня необхідно брати таку кількість цвяхів

$$n_c = 20 \text{ шт. / м} \cdot 3 \text{ м} = 60 \text{ цвяхів.}$$

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Слицкоухов Ю.В. и др. Конструкции из дерева и пластмасс. – М.: Стройиздат, 1986. – 543 с.
2. Иванов В.А., Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс. – К.: Вища школа, 1983. – 279 с.
3. Карлсен Г.Г. и др. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования. – М.: Стройиздат, 1967. – 320 с.
4. Иванов В.А. и др. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. – К.: Вища школа, 1981. – 391 с.
5. Гринь И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет. – К.: Вища школа, 1979. – 280 с.
6. Шишкин В.Е. Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс. – М.: Стройиздат, 1974.
7. ДБН В 1.2.2-:2006. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.
8. СНиП II 25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Госстрой СССР, 1990. – 65 с.
9. Попельнух В.М. Проектування дерев'яних конструкцій: конс. лекцій (для студентів 4 курсу денної та 4-5 курсів заочної форм навчання спеціальності 6.092100 «Промислове та цивільне будівництво»). – Х.: ХНАМГ, 2008. – 207 с.

## ЗМІСТ

	стор.
Вступ .....	3
Практичне заняття № 1. Знайомство з будівельними нормами та основними розрахунковими формулами. Видача завдань на виконання розрахунково-графічної роботи .....	3
Практичне заняття № 2. Розрахунок подвійного дощатого настилу будівельного виготовлення. Розрахунок спареного багатопрольотного прогону .....	6
Практичне заняття № 3. Проектування двосхилової клеєфанерної балки .....	13
Практичне заняття № 4. Проектування складеної балки на пластинчастих нагелях .....	18
Практичне заняття № 5. Розрахунок розтягнутого стиска на циліндричних нагелях і цвяхах .....	21
Практичне заняття № 6. Проектування двосхилової дощатоклеєної балки .....	26
Практичне заняття № 7. Проектування двотаврової двосхилової дощатоцвяхової балки .....	30
Додатки	
Додаток 1. Проектування тришарнірної трикутної арки з клеєних блоків .....	43
Додаток 2. Проектування клеєфанерної панелі покриття .....	53
Додаток 3. Розрахунок складених стержнів на піддатливих зв'язках на поздовжній вигин .....	58
Список літератури .....	61

*Навчальне видання*

Методичні вказівки до практичних занять з курсу «Проектування дерев'яних конструкцій» (для студентів 4 курсу денної, 4-5 курсів заочної форм навчання та для слухачів другої вищої освіти напряму підготовки 6.060101 (0921) – «Будівництво» спеціальності «Промислове та цивільне будівництво»)

Укладач: **ПОПЕЛЬНУХ** Віктор Миколайович

Відповідальний за випуск *Г. А. Молодченко*

*В авторській редакції*

Комп'ютерне верстання *О. В. Мамаєва*

План 2011, поз. 1М

---

Підп. до друку 16.11.2011  
Друк на ризографі.  
Зам. №

Формат 60х84 1/16.  
Ум. друк. арк. 2,8  
Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:  
Харківська національна академія міського господарства,  
вул. Революції, 12, Харків, 61002  
Електронна адреса: [rectorat@ksame.kharkov.ua](mailto:rectorat@ksame.kharkov.ua)  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:  
ДК №4064 від 12.05.2011 р.